

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

ANNABA UNIVERSITE BADJI MOKHTAR -
BADJI MOKHTAR – ANNABA UNIVERSITY



جامعة باجي مختار – عنابة

Faculté : Sciences de l'ingénierat
Département : Génie Civil
Domaine : Sciences et Techniques
Filière : Génie Civil
Spécialité : Structures

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème:

Etude d'un bâtiment R+12 + sous-sol

Présenté par : *MESSAI Aya– HAMZI Samia*

Encadrant : *HAMMOUDA A/AZIZ M.C.A. Université Badji Mokhtar - ANNABA*

Jury de Soutenance :

Nom et prénom	Grade	Université	Président
MERZOULD MOULOUUD	Pr	Badji Mokhtar Annaba	Président
HAMMOUDA Abdelaziz	M.C.A	Badji Mokhtar Annaba	Encadrant
SELOUGHA Mokhtar	MA A	Badji Mokhtar Annaba	Examineur

Année Universitaire : 2020/2021

Remerciements

*Tout d'abord, Merci Allah de nous avoir donné la capacité d'écrire et de réfléchir,
la force d'y croire, la patience d'aller jusqu'au bout du rêve et la volonté et la
patience de mener à terme le présent travail.*

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remerci
mon encadreur Mr HAMMOUDA A/AZIZ pour son soutien, ses conseils
judicieux et sa grande bienveillance durant l'élaboration de ce projet.*

*Nous faisons également cette opportunité pour remercier les ingénieurs
de l'agence CTC EL –TAREF et particulièrement Mr. ROUABHIA ABD
ALLI et Mr MEHYA HAMMOUDA et le directeur Mr AOUN MED
SALAH et spécialement a l'ingénieur HOUSSEM qui nous ont beaucoup
aidé pour élaborer ce travail*

*Je remercie également les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront dans le but
d'examiner ce modeste travail.*

*Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la
concrétisation de ce travail.*

Dédicaces

Avec un énorme plaisir, un cœur ouvert et une immense joie, je dédie ce modeste travail à :

A l'homme de ma vie PAPA, tu a été et tu seras toujours un exemple pour moi par tes qualités humaines, ta aucune dédicace ne pourrait exprimer mon amour et mon attachement a toi .

A ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie , qui m'a guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin.

Merci mes parents.

A mon frère WALID et HAMZA Je trouve en vous le conseil du frère et le soutien d'un papa . Que Ce travail soit l'expression de Mon estime pour Vous ET que Dieu vos protégé, vos santé, success et plein de Bonheur dans vous vie.

A mon frère ZAKI, ma belle soeur CHAIMA , Que Dieu vous accorde santé, succès et félicité pour faire de vous un couple uni et heureux à jamais.

A ma chère soeur achouek pour leur encouragement et leur soutien moral

et ma grande mère maternelles

A mes oncles et mes tantes

Toute ma famille sans exception MESSAI et FEZAA

Tous ceux qui nous sont très chers.

Dédicaces

Avec un énorme plaisir, un cœur ouvert et une immense joie, je dédie ce modeste

travail à :

Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à la fin de ma formation, qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

Mon très cher frère et MOHAMED et ACHOUR

Mes chere soeur HOURIA NABILA AMINA et KHOULOUUD

A la prunelle de mes yeux , mes enfants ABDOU ALLA ROUIA et

TASNIM SALSABIL ISRA SEIF ET MARAM ET ANAS ET ADEM

A Mari faycel merci pour leur encouragement .

Tous ceux qui nous sont très chers.

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Résumé :

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage multiple, constitué d'un sous-sol et un rez-de-chaussée + 12 étages ayant une forme régulière en plan.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et CBA 93), cette étude se compose de quatre parties :

La première concerne la description générale du projet avec une présentation des éléments du bâtiment ; ensuite le pré-dimensionnement de la structure et enfin une évaluation des charges

La deuxième partie concerne l'étude des éléments secondaires (l'acrotère les escaliers, les planchers et les dalles pleines)

La troisième partie traite l'étude dynamique de la structure faite par le logiciel de calcul **ROBOT 2018** afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charge permanentes, d'exploitation et charge sismique).

La dernière partie concerne le calcul de ferrailage des différents éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles) et les fondations.

Mots clés : Bâtiment, Béton Armé, **ROBOT 2018**, RPA99, CBA93

Abstract :

This project presents a detailed study of a multipurpose building consisting of a basement and a ground floor + 12 floors having a regular shape in plan.

Using the new rules for calculating and verifying reinforced concrete (RPA99V2003 and C.B.A 93), this study consists of four parts:

The first concerns the general description of the project with a presentation of the elements of the building; then the pre-dimensioning of the structure and finally an evaluation of the loads

The second part concerns the study of secondary elements (acroteria, stairs, floors and solid slabs)

The third part deals with the dynamic study of the structure made by the calculation software **ROBOT 2018** in order to determine the different loads due to loads (permanent load, operating load and seismic load).

The last part concerns the calculation of reinforcement of the different resistant elements of the structure (columns, beams, walls) and the foundations.

Key words : Building, reinforced concrete, **ROBOT 2018**, RPA99, CBA93.

المخلص :

يقدم هذا المشروع دراسة مفصلة لمبنى متعدد الأغراض يتكون من طابق سفلي وطابق أرضي + 12 طوابق ذات شكل منتظم في المخطط.

باستخدام القواعد الجديدة لحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (RPA99V2003 و C.B. A 93)، تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء:

يتعلق الأول بالوصف العام للمشروع مع عرض لعناصر المبنى؛ ثم البعد المسبق للهيكل وأخيرا تقييم الأحمال

الجزء الثاني يتعلق بدراسة العناصر الثانوية (السلالم والأرضيات والألواح الصلبة)

يتناول الجزء الثالث الدراسة الديناميكية للهيكل الذي قام به برنامج الحساب **ROBOT 2018** من أجل تحديد الأحمال المختلفة الناتجة عن الأحمال (الحمل الدائم وحمل التشغيل والحمل الزلزالي).

الجزء الأخير يتعلق بحساب تعزيز العناصر المقاومة المختلفة للهيكل (الأعمدة، الحزم، الجدران) والأساسات.

الكلمات المفتاحية: البناء، الخرسانة المسلحة، **ROBOT 2018**، RPA99، CBA93.

SOMMAIRE:

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et Caractéristique des matériaux

I.1. Présentation de l'ouvrage :

I.1.1. Introduction	1
I.1.2. Dimensions du bâtiment	1
I.1.3 Données du site	2
I.1.4. Présentation des RPA 99 / Version 2003.....	2
I.1.5. Présentation des règles CBA (93).....	2
I.1.6. Les logiciels utilisés	4
I.1.7. Définition des éléments de l'ouvrage	4
I.2. Caractéristiques des matériaux :.....	5
I.2.1. Le Béton.....	5
I.2.2. Acier.....	7
Les hypothèses de calcul	10

Chapitre II : Pré- dimensionnement des éléments

II-1) Introduction.....	12
II-2) Pré dimensionnement des éléments résistants.....	12
II-2-1) Les poutres	12
II-2-2) Les Poteaux.....	14
II-2-3) Les planchers.....	15
II-2-4) Les planchers dalle pleine.....	16
II-2-5) Les voiles.....	17
II-2-6) Les escalier.....	18
II-2-7) pré dimensionnement des nœuds.....	20
II.2 .8)L'acrotère	21

Chapitre III : Evaluation et décente de charge

III-1) Introduction.....	22
III-2) Évaluation des charges.....	23
III-3) descente des charge.....	30

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

IV -1) Étude d'escalier.....	60
IV -2) Étude de la poutre palier.....	76
IV -3) Etude d'ascenseur	81
IV -4) Étude de l'acrotère	87

CHAPITRE V : Etude des plancher

V-1) Introduction.....	94
V. 2.Etude de plancher corps creux	95
V. 3. Ferrailage des poutrelles.....	146

CHAPITRE VI : Etude sismique

VI-1) Introduction	155
VI -2) Combinaison d'action.....	156
VI -3) Modélisation de la structure étudiée.....	156
VI-4) Méthode de calcul.....	157
VI .5) Détermination du paramètre du spectre de réponse	157
VI .6) Modélisation	161
VI .7) Justification vis-à-vis l'estimation de la période fondamentale	162

CHAPITRE VII : Etude des portiques

VII-1) Introduction.....	173
VII-2) ferrailage des poteaux	173
VII-3) ferrailage des poutres	190
VII.4)Ferrailage du voile en beton arme.....	202

CHAPITRE VIII : Etude de l'infrastructure

VIII .1.ETUDE FONDATION

. Introduction.....	213
VIII .1.1.Reconnaissance du sol	213
VIII .1.2.Combinaisons d'actions à considérer.....	213
VIII .1.3.Choix du type des fondations	213
VIII .1.3.1.Vérification des semelles isolées	213
VIII .1.3.2. Vérification des semelles filantes	214
VIII .1. 4. Radier général.....	216
VIII .1.4.1.Pré dimensionnement	216
VIII .1.4.2.Les vérifications nécessaires du radier	218
VIII .1.5Calcul le Ferrailage.....	219
VIII.1 .5.1 .Ferrailage de la dalle de radier.....	219
VIII.1. 5 .2 .Ferrailage des nervures.....	222
VIII .2.Les VOILES PERIPHERIQUES	
VIII .2.1.Introduction	225
VIII .2.2.Dimensionnement	225
VIII .2.3.Détermination des sollicitations.....	226

CONCLUSION General.

BIBLIOGRAPHIE

LISTE DES TABLEAUX :

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et Caractéristique des matériaux

Tableau I.1: Caractéristiques des aciers

Chapitre II : Pré- dimensionnement des éléments

Tableau II.1 : Sections préalables des poteaux suivant les étages

Tableau II.2: Epaisseur du voile

Tableau II.3: Vérification de la rotule plastique

Chapitre III : Evaluation et décente de charge

Tableau III-1 : Evaluation des charges -Plancher terrasse accessible

Tableau III-2 : charge à la terrasse inaccessible due aux plancher à corps creux

Tableau III-3 Evaluation des charges -Plancher étage courant-

Tableau III-4 : Evaluation des charges -pour sous-sol (commercial)

Tableau III-5 : Evaluation des charges –des cloisons extérieures

Tableau III-6 : Evaluation des charges –des cloisons intérieures

Tableau III-7 : Evaluation des charges –des cloisons double paroi

Tableau III-8 : Evaluation des charges - Escaliers -

Tableau III.9 : Dégression des surcharges

Tableau III-10 : Descente des charges de poteau centrale

Tableau III-11 : Descente des charges de poteau centrale(E2)

Tableau III-12 : Descente des charges de poteau d'angle

Tableau III-13 : Descente des charges de poteau de rive

Tableau III-14 : Les dimensions des poteaux utilisés

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

Tableau IV-1 : Chargements sur l'escalier.

Tableau IV-1 : les moments sur l'escalier type 1.

Tableau IV-2 : section d'armatures d'escalier type 1.

Tableau IV-3 : les moments sur l'escalier type 2.

Tableau IV-4 : section d'armatures d'escalier type 2.

Tableau IV-5 : Ferrailage de la poutre palière

Tableau IV-6 : Les moments de la dalle machine.

Tableau IV-7 : Ferrailage de la dalle machine en travée.

Tableau IV-8 : Ferrailage de la dalle machine sur appuis

CHAPITRE V : Etude des plancher

Tableau V--1- : Les différents des types des poutrelles

Tableau V-A-1- : Récapitulatif de types 1 des poutrelles

Tableau V-A -2- : Récapitulatif de la Combinaison de charge terrasse de types 1

Tableau V-A-3- : Les moments sur appuis - p. terrasse – de types 1

Tableau V-A-1-1- : Récapitulatif de la Combinaison de charge étage courante de types 1

Tableau V-A-1-2- : Les moments sur appuis - étage courante – de types 1

Tableau V-A-1-3 : Récapitulatif de la Combinaison de charge de RDC de types 1

Tableau V-A-1-4 : Les moments sur appuis - RDC - de types 1

Tableau V-B-1 : Récapitulatif de types 2 des poutrelles

Tableau V-B-2 : Récapitulatif de la Combinaison de charge de types 2

Tableau V-B-3- : Les moments sur appuis - p. terrasse - de types 2

Tableau V-B-4- : Récapitulatif de la Combinaison de charge étage courante de types 2

Tableau IV-B-5- : Les moments sur appuis - étage courante - de types 2

Tableau V-B-6 : Récapitulatif de la Combinaison de charge de RDC de types 2

Tableau V-B-7- : Les moments sur appuis - RDC - de types 2

Tableau V-C-1 : Récapitulatif de type 3 des poutrelles

Tableau V-C-2 : Récapitulatif de la Combinaison de charge étage courante de type 3

Tableau V-C-3 : Les moments sur appuis - p. terrasse - type 3

Tableau V-C-4 : Récapitulatif de la Combinaison de charge de RDC de type 3

Tableau V-C-5 : Les moments sur appuis - étage courante - de type 3

Tableau V-D-1 : Récapitulatif de types 4 des poutrelles

Tableau V-D-2 : Récapitulatif de la Combinaison de charge

Tableau V-6-4 : Les moments sur appuis - p. terrasse –

Tableau V-D-5 : Récapitulatif de la Combinaison de charge - étage courante - de type 4

Tableau V-D-6 : Les moments sur appuis - étage courante - de type 4

Tableau V-D-7 : Récapitulatif de la Combinaison de charge de RDC de type 4

Tableau V-D-8 : Les moments sur appuis - de RDC- de type 4

Tableau V-E-1 : Récapitulatif de l'effort internes –terrasse-

Tableau V-E-2 : Récapitulatif de l'effort internes -étage courante-

Tableau V-E-3 : Récapitulatif de l'effort internes-RDC-

Tableau V -3-1 : Efforts maximaux en appuis et en travées

Tableau V-3-2 : Récapitulatif du ferrailage de poutrelle

Tableau V-3-3 : Vérification de la contrainte de compression dans le béton.

Tableau V-3-4 : Vérification de la flèche.

CHAPITRE VI : Etude sismique

Tableau VI.1 : coefficient d'accélération A.

Tableau VI.2 : Pénalité en fonction de critère de qualité : (RPA 99 Tab 4.4)

Tableau VI.3 : Récapitulation des paramètres sismiques de l'ouvrage

Tableau VI.4 : Période et facteur de participation massique1

Tableau VI.5. : Période et facteur de participation massique2

Tableau VI.6 : Vérification de la résultante des forces sismiques.

Tableau VI.7. : Vérification des poteaux 1 sous sollicitations d'effort normal

Tableau VI.8 : Vérification des poteaux 2 sous sollicitations d'effort normal

Tableau VI.9 : Vérification des poteaux 3 sous sollicitations d'effort normal

Tableau VI.10 : Valeurs du déplacement sens (x, y).

Tableau VI.11 : Valeur l'effet P- Δ (Sens longitudinal)

Tableau VI. 12 : Valeur l'effet P- Δ (Sens transversal).

Tableau VI.13 : Valeur de l'excentricité

Tableau VI.14 : Valeur l'effet P- Δ (Sens longitudinal).

Tableau VI.15 : Valeur l'effet P- Δ (Sens transversal).

CHAPITRE VII : Etude des portiques

Tableau VII.1 : Situation durable des poutres principale

Tableau VII .2. Espacement des armatures transversales pour les poutres principales

Tableau VII.3 : les résultats des poutres principales de robot expert

Tableau VII.4. : Situation durable des poutres secondaires.

Tableau VII.5. : Espacement des armatures transversales pour les poutres principales

Tableau VII.6 : les résultats des poutres secondaires de robot expert

Tableau VII.6 : les résultats de calcul VOILE EN BETON ARME

CHAPITRE VIII : Etude de l'infrastructure

Tableau VIII .1: récapitulatif des moments exercés sur le radier.

Tableau VIII .2: Tableau récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier.

Tableau VIII .3: Récapitulatif des moments pour les nervures.

Tableau VIII .4 : Tableau récapitulatif du ferrailage des nervures.

LISTE DES FIGURES :

Chapitre I : *Présentation de l'ouvrage et Caractéristique des matériaux*

Figure I.1 : Diagramme des Contrainte –déformation pour les aciers

Figure I.2 : Diagramme de déformation limite de la section

Figure I.3 : Diagramme parabole-rectangle des contraintes-Déformations du béton

Chapitre II : **Pré- dimensionnement des éléments**

Figure II .1 : Dimension des poutres principales.

Figure II.2 : Dimension des poutres secondaires.

Figure II.3 : Plancher à corps creux

Figure II.4 : caractéristiques géométriques poutrelles

Figure II.5. Coupes des voiles en élévation

Figure II.6 : Composantes d'un escalier

Figure II.7 : Dimensionnement d'un nœud poutre-poteau

Figure II.8. Dimension de l'acrotère.

Chapitre III : Evaluation et décente de charge

Figure III-1 : Disposition des matériaux pour un plancher à corps creux.

Figure III-2. : dimensionne de l'acrotère.

Figure III-3 : Murs extérieur

Figure III-4 : Cloison intérieure

Figure III.5 Schéma explicatif de loi de dégression

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

Figure IV.1 : Schéma statique de l'escalier à 1 volée

Figure IV.2 : Schéma statique de l'escalier à ELU

Figure IV.3 : Schéma statique de l'escalier à ELS

Figure IV.4. : Schéma statique de l'escalier à 1 volée

Figure IV.5. : Schéma statique de l'escalier à ELU

Figure IV.6. : Schéma statique de l'escalier à ELS

Figure IV.7. : Schéma statique de l'escalier de ferrailage de l'escalier sous-sols type1

Figure IV.8. : Schéma statique de ferrailage de l'escalier étage courante type2

Figure IV.9. : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

Figure IV.10. : Schéma de ferrailage de la dalle machine

Figure IV-11. : Schéma de l'acrotère

Figure IV-12. : Schéma du ferrailage de l'acrotère

CHAPITRE V : Etude des plancher

Figure V- 1: Plancher a corps creux

Figure V-2 : Schéma de poutrelle

Figure V-A-1: Schéma statiques des types des poutrelles

Figure V-A-2: Diagramme de moment à ELU

Figure V-A-3: Diagramme de moment à ELS

Figure V-A-4: Diagramme des efforts tranchants

Figure V-A-1-1 : Diagramme de moment à ELU

Figure V-A-1-2: Diagramme de moment à ELS

Figure V-A-1-3: Diagramme des efforts tranchants

Figure V-A-1-4-: Diagramme de moment à ELU

Figure V-A-1-5: Diagramme de moment à ELS

Figure V-A-1-6-: Diagramme des efforts tranchants

Figure V-B-1: Schéma statiques des types des poutrelles

Figure V-B-2 : Diagramme de moment à ELU

Figure V-B-3: Diagramme de moment à ELS

Figure V-B-4: Diagramme des efforts tranchants

Figure V-B-1-1 : Diagramme de moment à ELU

Figure V-B-1-2-: Diagramme de moment à ELS

Figure V-B-1-3-: Diagramme des efforts tranchants

Figure V-B-1-4: Diagramme de moment à ELU

Figure V-B-1-5: Diagramme de moment à ELS

Figure V-B-1-6: Diagramme des efforts tranchants

Figure V-C-1: Schéma statiques des types des poutrelles

Figure V-C-2-: Diagramme de moment à ELU

Figure V-C-3: Diagramme de moment à ELS

Figure V-C-4: Diagramme des efforts tranchants

Figure V-C-4 : Diagramme de moment à ELU

Figure V-C-5 Diagramme de moment à ELS

Figure V-C-6: Diagramme des efforts tranchants

Figure V-D-3 : Diagramme de moment à ELU

Figure V-D-4: Diagramme de moment à ELS

Figure V-D-5: Diagramme des efforts tranchants

Figure V-D-5 : Diagramme de moment à ELU

Figure V-D-7: Diagramme de moment à ELS

Figure V-D-8-: Diagramme des efforts tranchants

Figure V-D-9 : Diagramme de moment à ELU

Figure V-D-10: Diagramme de moment à ELS

Figure V-D-11-: Diagramme des efforts tranchants

Figure V-3: ferrailage de poutrelle

Figure V-4: Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

CHAPITRE VI : Etude sismique

Figure VI.1 : Le logiciel de calcul par éléments finis ROBOT

Figure. VI.2 : COFFRAGE VARIANTE A

Figure. VI.3 : COFFRAGE VARIANTE B

CHAPITRE VI : Etude des portiques

Figure VII.1 : Ferrailage des poteaux du 10, 11, TERASSE

Figure VII.2 : Ferrailage des poteaux du 9 , 8 , 7, 6 Etage

Figure VII.3 : Ferrailage des poteaux du 10 a 12 eme Etage

Figure VII.4 : schéma ferrailage de poutre principale

Figure VII.5: schéma ferrailage de poutre secondaire

Figure VII.6: schéma ferrailage de voile.

CHAPITRE VIII : Etude de l'infrastructure

Figure VIII .1: Vue d'une semelle isolée

Figure VIII .2: Schéma d'une Semelle filante.

Figure VIII .3: Dimensions du radier.

Figure VIII .4: Ferrailage de la dalle du radier

Figure VIII .5: Schéma de ferrailage des nervures.

Figure- VIII -6 : La poussée des terres sur le voile périphérique

Figure- VIII -7 : Déformation verticale et horizontale sur le voile périphérique

Figure- VIII -8 : Diagramme des moments du voile

Figure - VIII -9 : Schéma de ferrailage du voile périphérique pour 1ml

PRINCIPALES NOTATIONS UTILISEES:

A : coefficient d'accélération de zone

A_a : section d'armature en appui

A_l : section d'armature longitudinale

A_{min} : section d'armature minimale déterminée par les règlements

A_r : section d'armature de répartition

A_{ser} : section d'armature d'état limite de service

A_t : section d'armature de travée ou transversale

A_u : section d'armature d'état limite ultime de résistance

A_x : section d'armature du sens x-x

A_y : section d'armature du sens y-y

A' : section d'armature comprimée

A₁ : section de l'armature la plus tendue ou la moins comprimée

A₂ : section de l'armature la moins tendue ou la plus comprimée

B_r : section réduite du béton

C_p : facteur de force horizontale

C_s : coefficient de sécurité

C_r : charge de rupture

D : coefficient d'amplification dynamique

E : module de déformation longitudinale

E_{ij} : module de déformation longitudinale instantanée

E_{iv} : module de déformation longitudinale différée

G : action permanente

H : hauteur

H_A : armature à haute adhérence

I : moment d'inertie

I_f : moment d'inertie fictif

L : longueur

L_e : longueur en élévation

L_n : entre axe des nervures

L_p : longueur en plan

M : moment fléchissant

M_a : moment fléchissant en appui

M_c : moment fléchissant en centre ; masse de la cabine ; moment de la console

M_d : moment fléchissant de la droite

M_e : masse du câble ; moment au centre de la section

M_f : moment fléchissant totale

M_g : moment fléchissant sous charge permanente ; masse du treuil ; moment dû au garde corps

M_j : moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons

M_l : masse linéaire

M_{ser} : moment fléchissant d'état limite de service

M_t : moment fléchissant de travée

M_u : moment fléchissant d'état limite ultime de résistance

M_w : moment fléchissant de la gauche

M_x : moment fléchissant du sens x-x

M_y : moment fléchissant du sens y-y
 M_0 : moment de flexion d'une poutre simplement appuyée

M_1 : moment par rapport aux armatures tendues ; coefficient de Pigeaud

M_2 : coefficient de Pigeaud
 M_{22} : moment suivant le sens 2-2

N : effort normal

N_e : effort normal au centre de la section

N_{pp} : effort normal dû au poids des poutres principales

N_{ps} : effort normal dû au poids des poutres secondaires

N_{ser} : effort normal d'état limite de service

N_u : effort normal d'état limite ultime de résistance

P : poids propre ; périmètre

P_r : poids propre du radier

Q : action variable quelconque ; facteur de qualité

R : rayon ; coefficient de comportement de la structure

S : surface

S_r : surface du radier

T : effort tranchant

T_x : période fondamentale dans le sens x-x

T_y : période fondamentale dans le sens y-y

U_c : périmètre du contour

V : action sismique ; effort horizontal

V_t : effort sismique à la base de la structure

W : poids total de la structure

W_p : poids de l'élément en considération.

a : longueur ; distance ; dimension

b : largeur

b₀ : largeur de la nervure

b₁ : largeur de poteau

c : enrobage

d : hauteur utile ;

e : excentricité ; espacement

e_a : excentricité additionnelle

f : flèche

f_c : contrainte caractéristique du béton à la compression

f_e : limite élastique d'acier

f_t : contrainte caractéristique du béton à la traction

g : giron de la marche

h : hauteur

h_c : hauteur du corps creux

h_d : hauteur de la dalle

h_e : hauteur libre

h_{moy} : hauteur moyenne

h_t : hauteur totale

h' : hauteur de la zone nodale

h₁ : hauteur du poteau

i : rayon de giration

j : nombre des jours

l : longueur ; distance

l_f : longueur de flambement

l_x : la petite dimension du panneau de la dalle

l_y : la grande dimension du panneau de la dalle

l' : longueur de la zone nodale

l₀ : longueur libre

q_b : charge linéaire induite par les marches

q_{eq} : charge linéaire équivalente

q_l : charge linéaire

q_{ser} : charge linéaire d'état limite de service

q_u : charge linéaire d'état limite ultime de résistance

q_p : charge linéaire du palier

s : espacement

t : espacement ; période

x : abscisse

y : ordonnée

y₁ : ordonnée du centre de gravité de la section homogène

α : Angle, coefficient sans dimension

γ : Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments

β : Coefficient sans dimension, coefficient de pondération

ε : Coefficient de réponse

η : Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement

θ : Déviation angulaire, coefficient sans dimension, coefficient globale dépendant du type de construction

λ : Élancement mécanique d'un élément comprimé, coefficient sans dimension, rapport des dimensions

μ : Moment réduit

ν : Coefficient de poisson

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : contrainte de béton ou d'acier

τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement

ψ : Coefficient de pondération

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

δ : Coefficient de réduction, espacement des armatures transversales, déplacement

Σ : Sommation

ϕ : Diamètre d'armature transversale ou treillis soudés



Introduction Générale

Introduction générale :

La conception d'une structure aux normes parasismique est un problème Relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité Imposées par les règlements et selon l'importance du projet sans oublier le coté Économique lier aux coûts des matériaux de construction, qui ont tendance à Augmenter, pour minimiser les dépenses et obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité/prix.

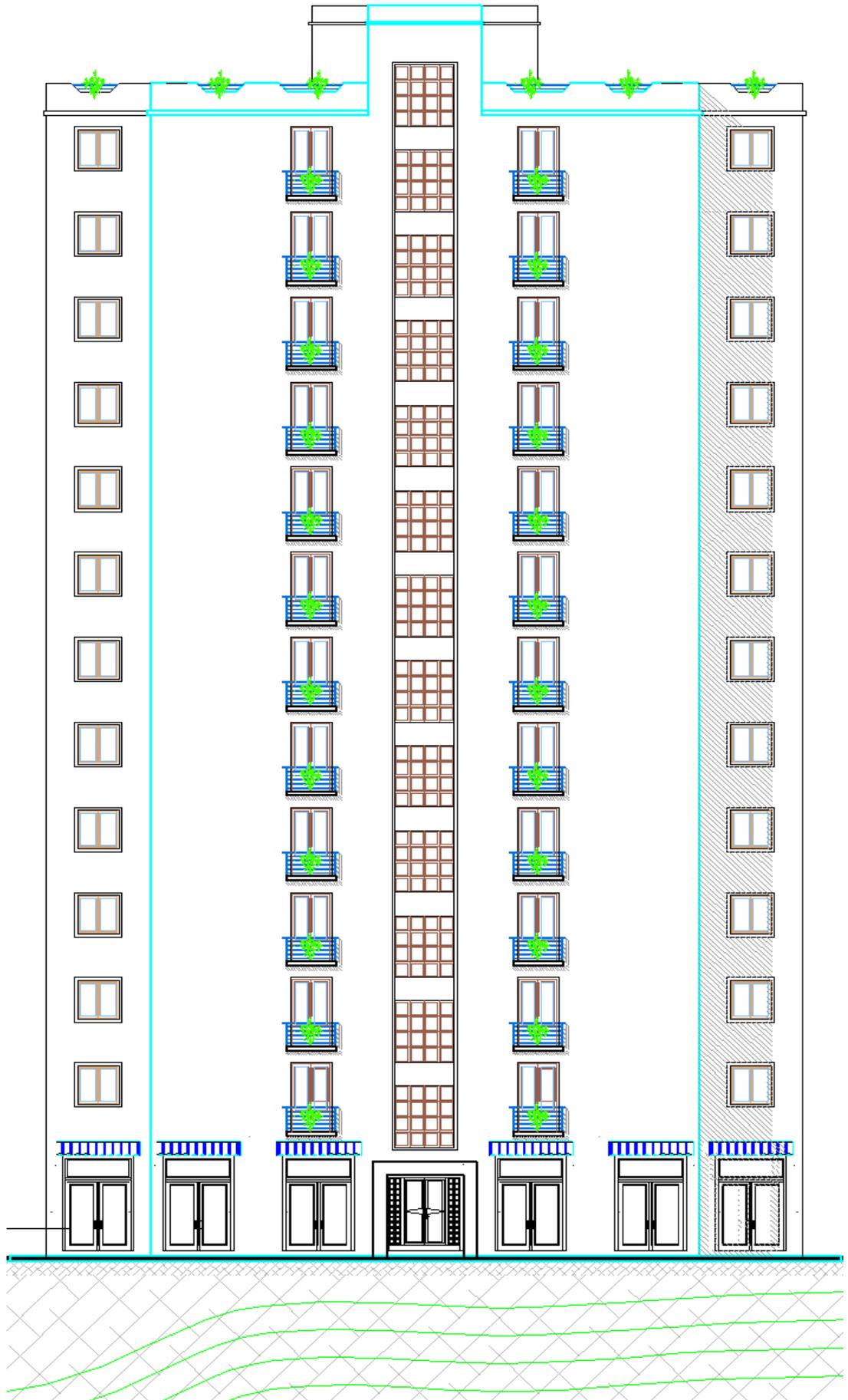
Le règlement parasismique algérien évolue en parallèle avec l'activité Terrestre pour déterminer les modifications et les rectifications à apporter pour Subvenir aux problèmes et besoins des structures en matière de stabilité sous Forme des lois.

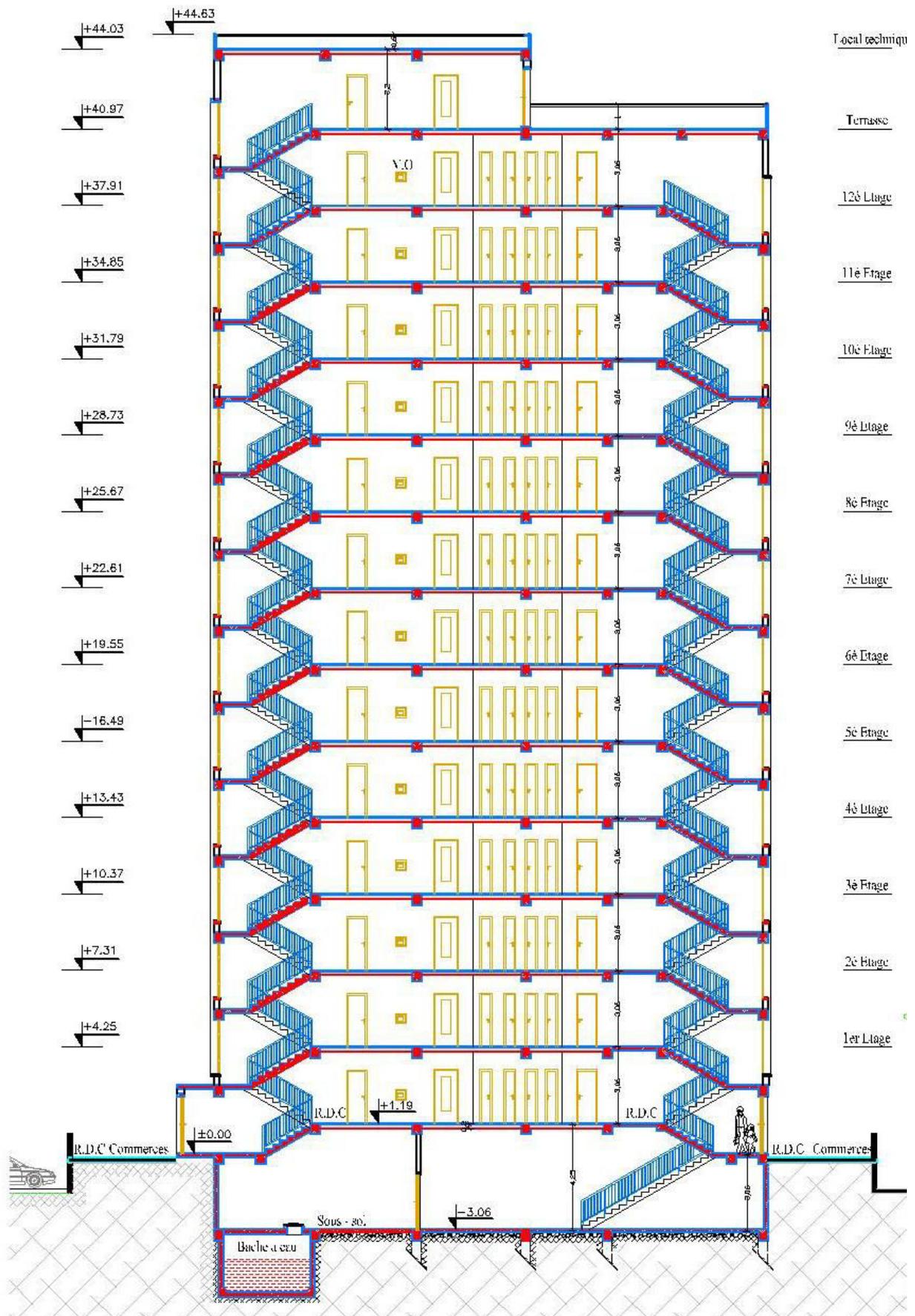
L'étude sera menée sur un bâtiment en RDC+12 étages à usage multiple implanté en zone de moyenne Sismicité (zone IIa), le bâtiment est constitué par des portiques (poteaux-poutres) Contreventé par des voiles en béton armé. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

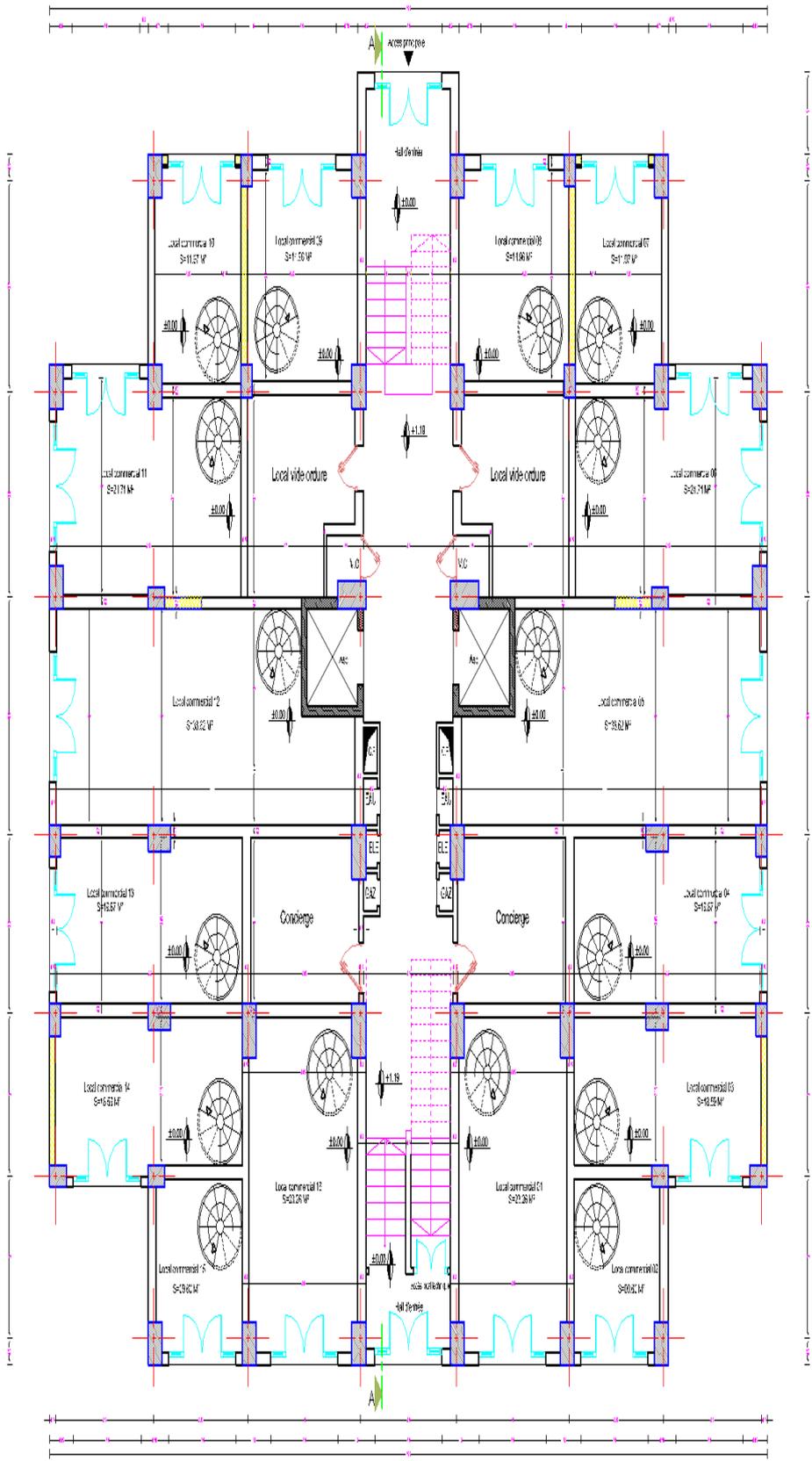
- La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la Définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales affectant la Structure et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non Structuraux du bâtiment.
- La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, L'escalier, les poutrelles et la table de compression).
- La quatrième étape consiste à l'application de la méthode dynamique pour Déterminer les charges sismiques (horizontales) et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ROBOT 2018
- La cinquième étape sera le calcul de ferrailage des éléments résistants (Poutres ; poteaux ; voiles).
- La sixième étape sera le calcul des fondations (type ; dimensions et Ferrailages).



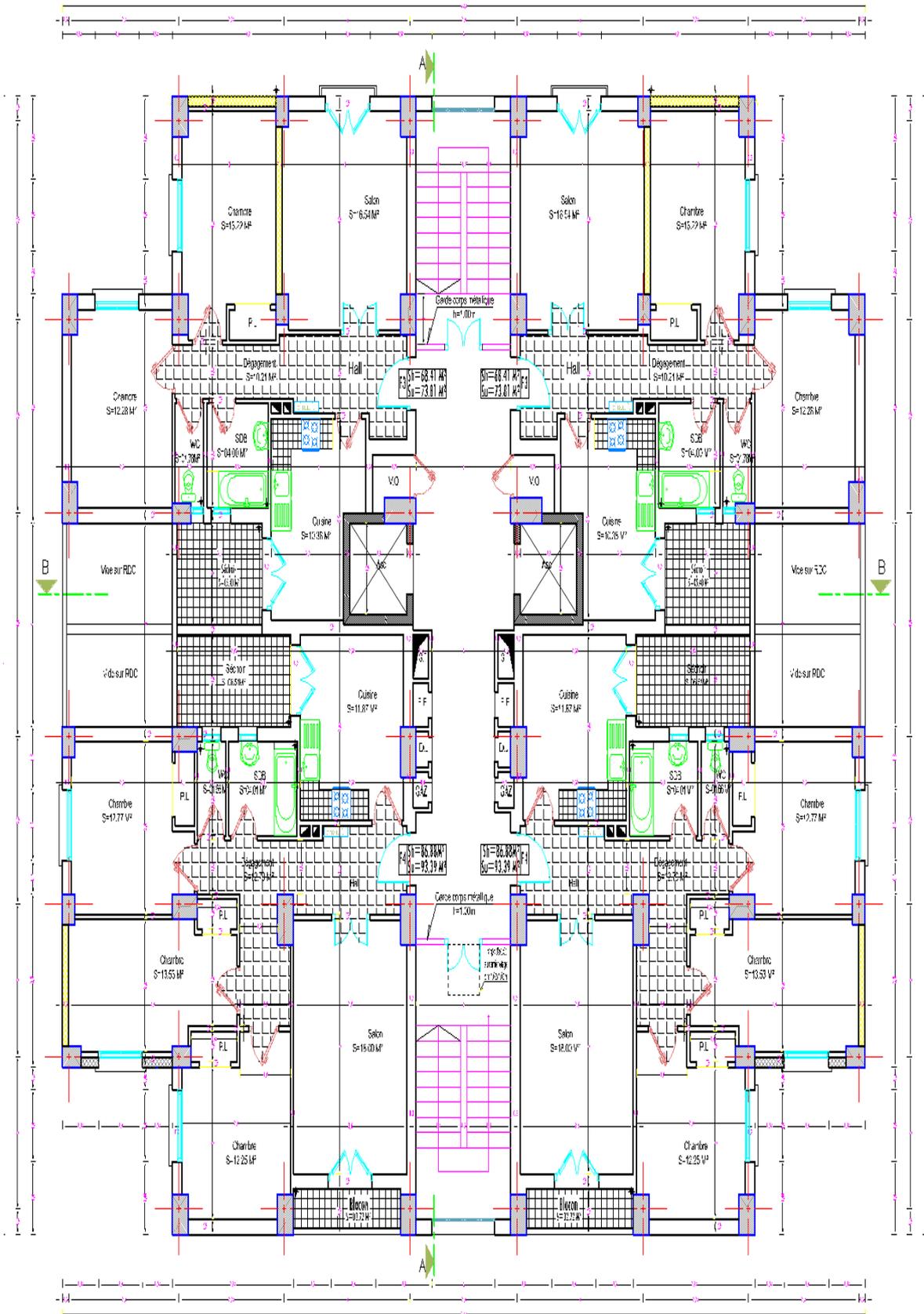
Plan Architecture



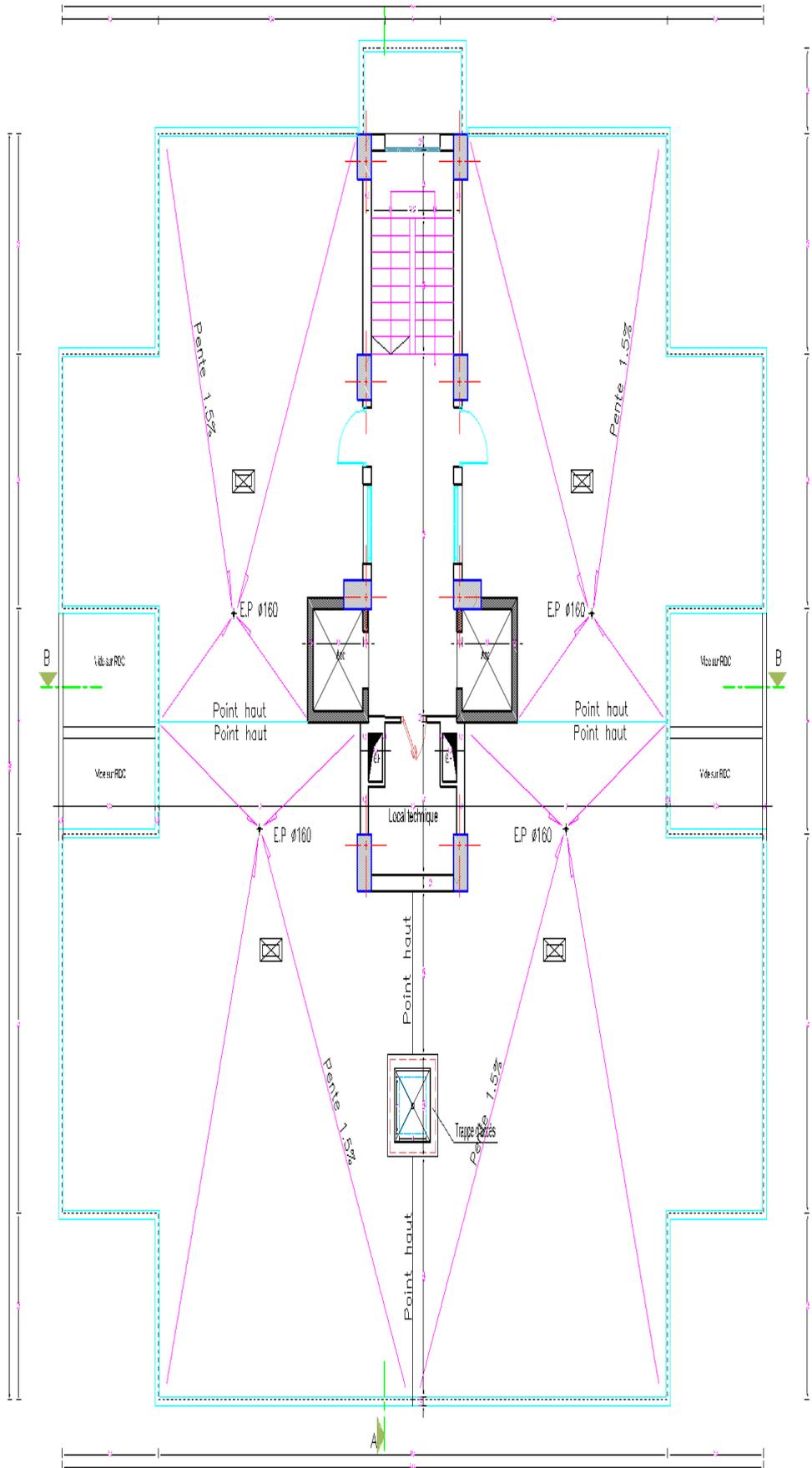




RDC



DU 1er AU 12ème ETAGE



TERRASSE

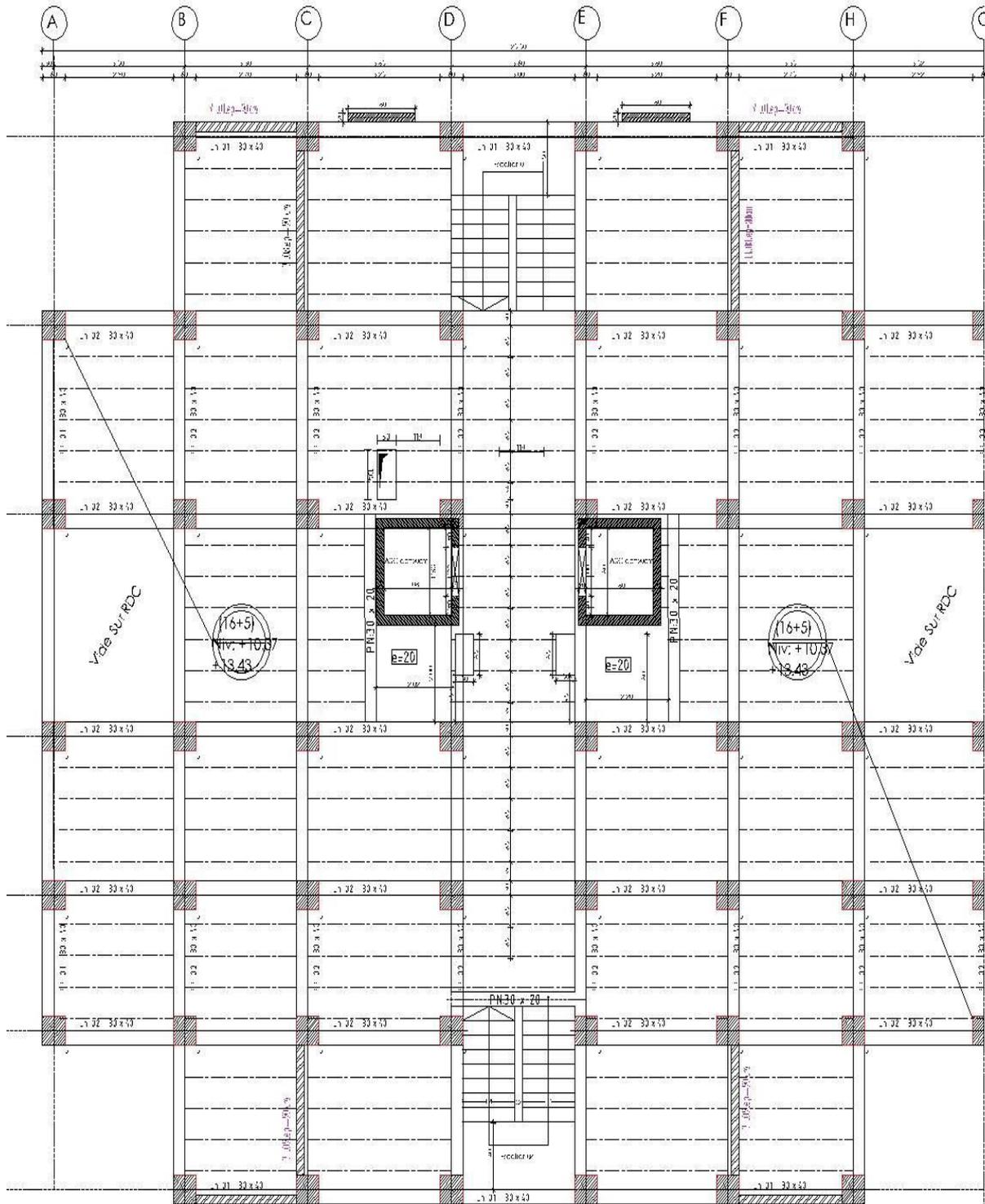


Plan

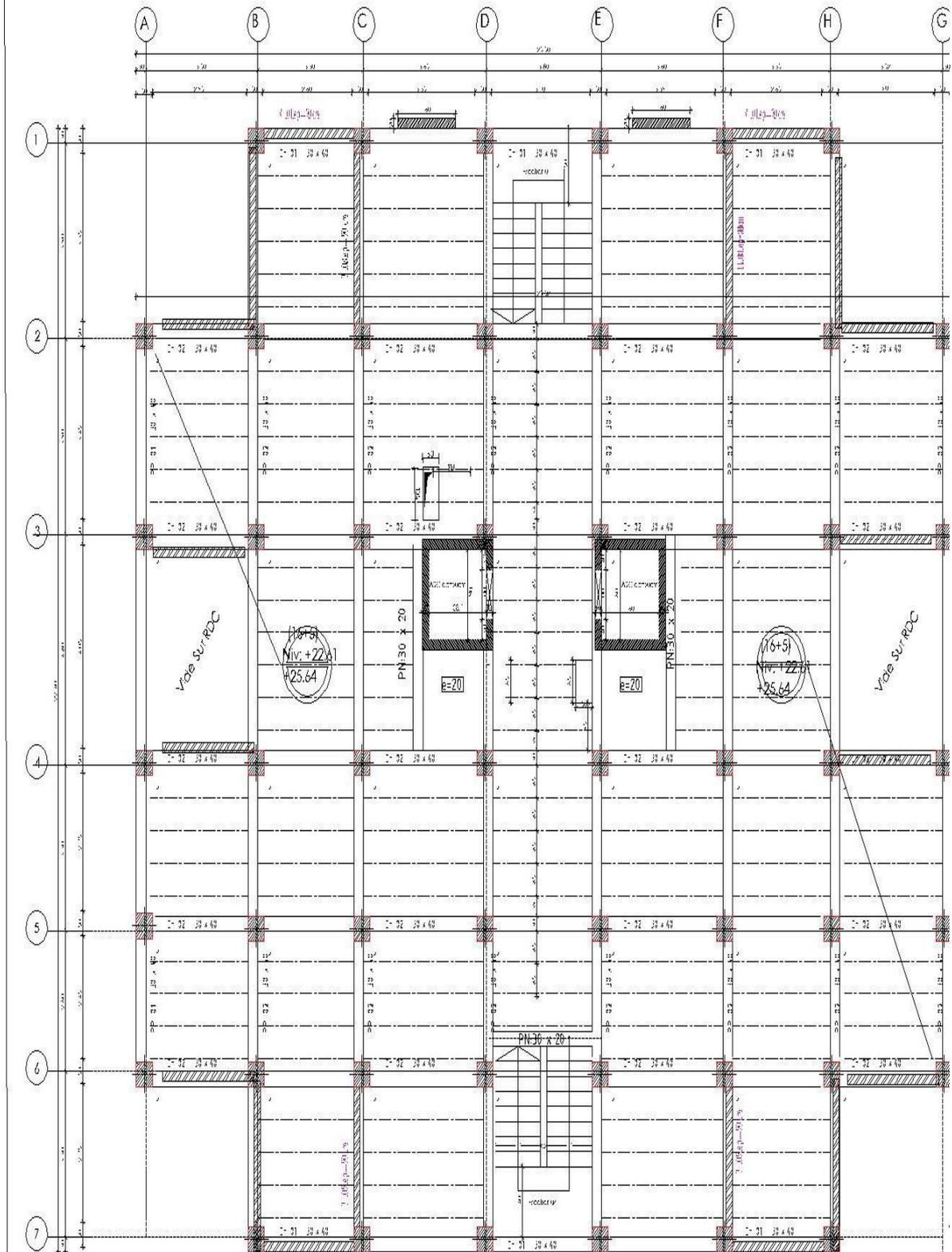
Génie civile

PLANCHER HAUT DU 4^{ème} ETAGE (16+5) Niv: +16.49

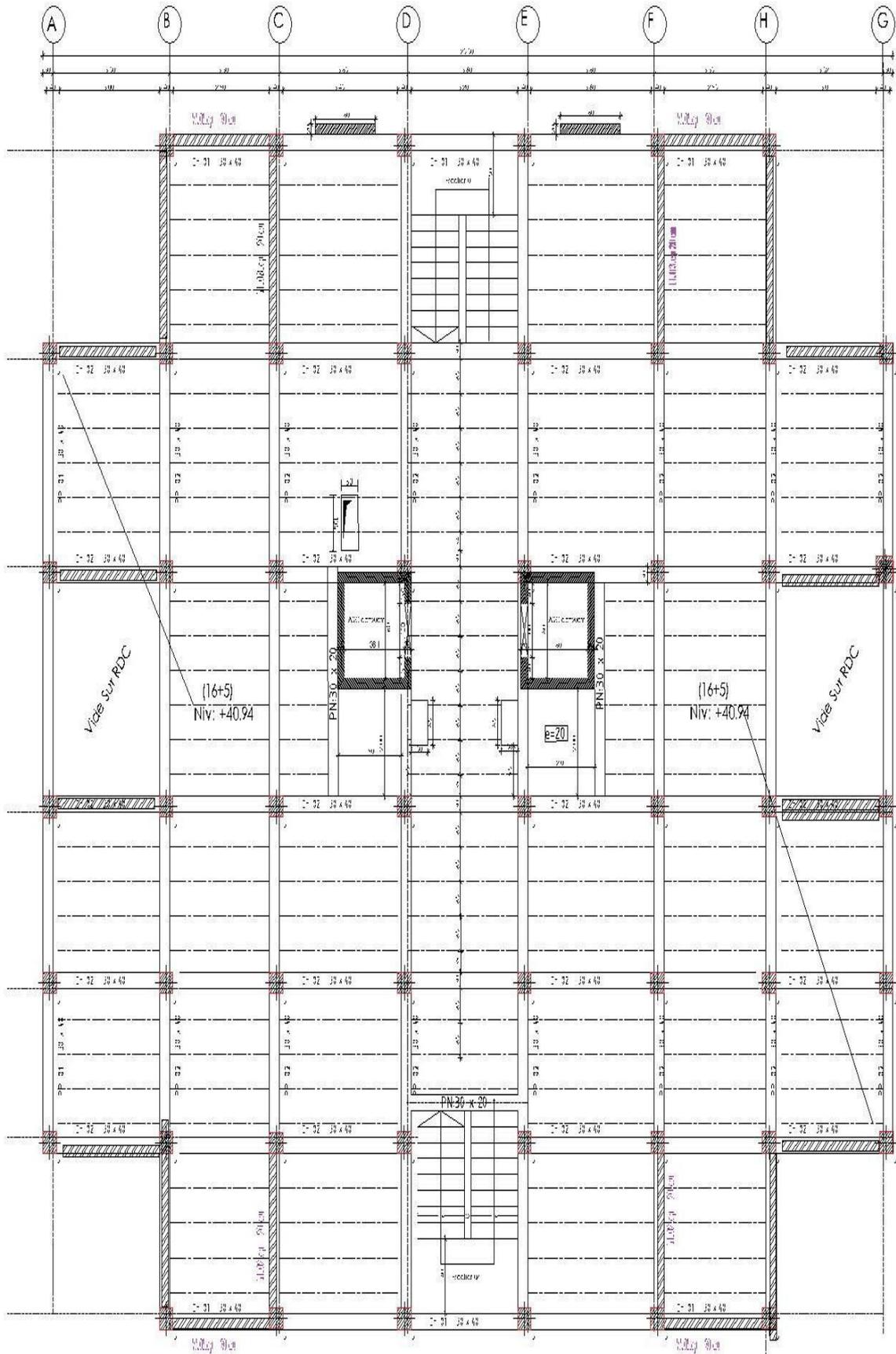
PLANCHER HAUT DU 5^{ème} ETAGE (16+5) Niv: +19.55



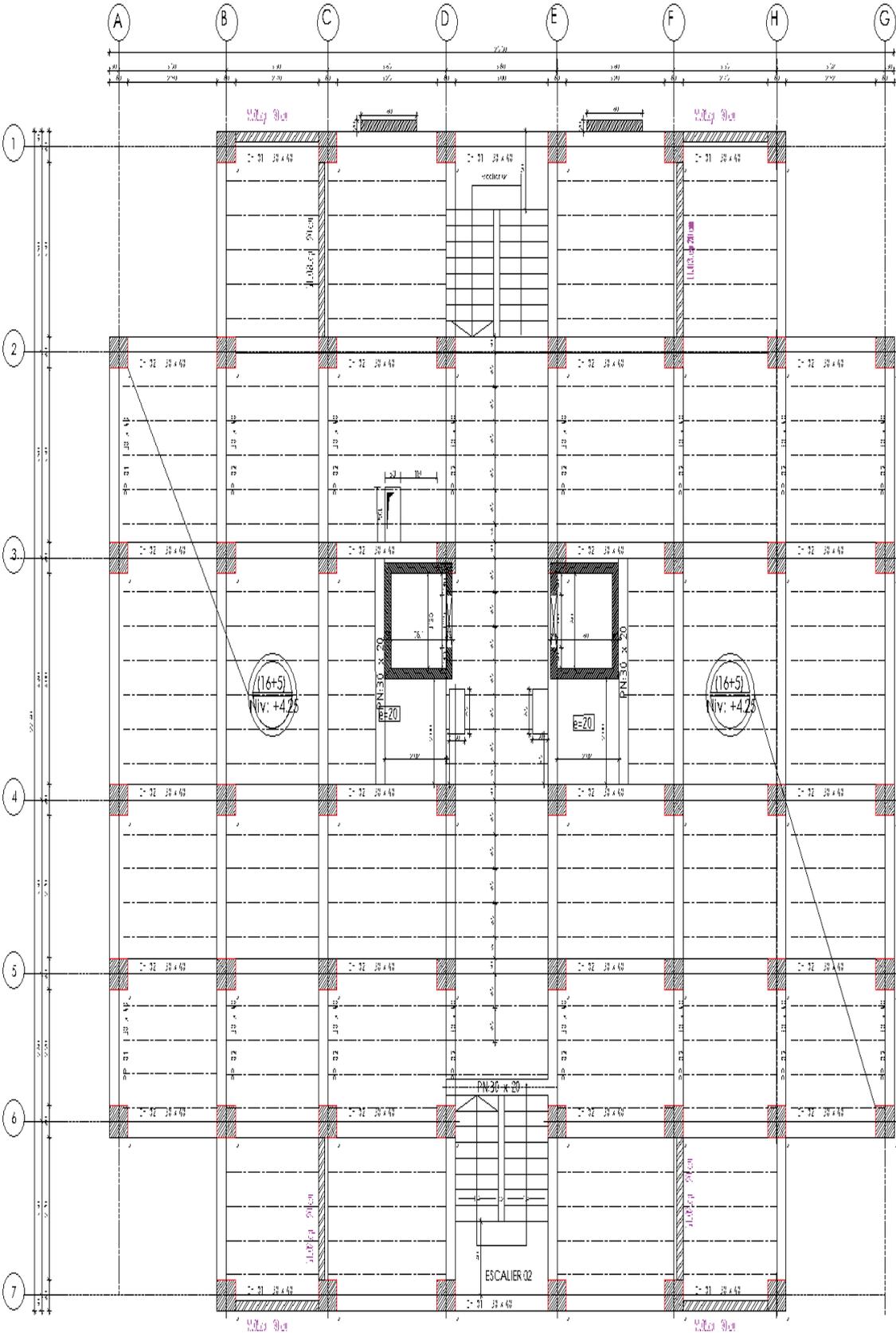
PLANCHER HAUT DU 9ème ETAGE (16+5) Niv: +31.79
 PLANCHER HAUT DU 8ème ETAGE (16+5) Niv: +28.73
 PLANCHER HAUT DU 7ème ETAGE (16+5) Niv: +25.67
 PLANCHER HAUT DU 6ème ETAGE (16+5) Niv: +22.61



PLANCHER TERRASSE (16+5) Niv: +40.97



PLANCHER HAUT DU RDC (16+5)
Niv: +4.25





Chapitre I

Présentation de l'ouvrage
et Caractéristique des matériaux

Chapitre I :

PRESENTATION & CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.1. Présentation de l'ouvrage :

I.1.1. Introduction :

Ce projet consiste à étudier d'un bâtiment à usage d'habitation, il se compose de 12 Étages plus un rez de chaussée plus sous-sols. L'ossature est contreventée par des portiques (poteaux poutres) et des voiles donc contreventement mixte. Chaque étage d'habitation comprend quatre appartements.
- le bâtiment est situé dans la ville d'EL TARF

I.1.2. Dimensions du bâtiment :

I.1.2.1. Dimension en élévation :

- Hauteur d'étage $H=3,06\text{m}$;
- Hauteur de rez de chaussé $H=4,25\text{m}$;
- Hauteur totale du bâtiment $H_t=40,97\text{ m}$

I.1.2.2. Dimension en plan :

- Longueur du bâtiment $L_x. =25,50\text{ m}$;
- Largeur du bâtiment $L_y. =22,40\text{ m}$.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et Caractéristique des matériaux

I.1.3 Données du site :

- Le bâtiment est implanté à el tarif qui classé par le RPA 99/Version 2003 comme zone de moyenne sismicité (IIa) .
- L'ouvrage appartient au « groupe d'usage 2 ».
- Le site est considéré comme ferme : catégories S2
- Contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2,5$ bars.

I.1.4. Présentation des RPA 99 / Version 2003 :

Le document technique « *DTR BC 2-48* » portant sur les « *REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99* » qui a été approuvé par la commission Technique permanente pour le contrôle technique de la construction (CTC) lors de sa Réunion du 4 Décembre 1999 se situe dans la continuité des documents *précédents* « *RPA 81, Version 1983* » et « *RPA 88* » dont il garde la philosophie originelle.

Il constitue en fait une actualisation qui s'avère nécessaire après près de deux Décennies de pratique riche et diversifiée de la part des scientifiques et techniciens Nationaux des bureaux d'études et de contrôle, des entreprises et des institutions de Formation supérieure.

Cette actualisation a en outre bénéficié des grands progrès de la recherche dans ce Domaine aussi bien aux niveaux national qu'international.

I.1.5. Présentation des règles CBA (93) :

"Règles de conception et de calcul des structures en béton armé" (*CBA 93*) a pour Objet de spécifier les principes et les méthodes les plus récente devant présider et servir à la Conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et S'applique plus spécialement aux bâtiments courants.

I.1.5.1. Domaine d'application :

Le *CBA93* est applicable à tous les ouvrages et constructions en béton armé, soumis à Des ambiances s'écartant peu des seules influences climatiques, et dont le béton est Constitué de granulats naturels normaux, avec un dosage en ciment au moins égal à *300Kg Par m³* de béton mis en œuvre.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et Caractéristique des matériaux

I.1.5.2. Principe des justifications :

Les principes justificatifs sont conduits suivant la théorie des états limites tels que Spécifiés dans le *DTR-BC 21* "Principes généraux pour vérifier la sécurité des ouvrages".

I.1.5.3. Définition des états- limitent :

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un De ses éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfaite et cesserait de L'être en cas de modification défavorable d'une action (majoration ou minoration selon le Cas).

On distingue deux catégories d'états limites:

a-Etat limite ultime ELU :

Ils correspondent à ce que l'on entend généralement par a limite de résistances Mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage on distingue ainsi :

- ELU d'équilibre statique de la construction (basculément) ;
- ELU de la résistance de l'un des matériaux (rupture) ;
- ELU de stabilité de forme (flambement).

b-Etats limite de service ELS :

Il correspond à des critères dont le non-respect ne permet pas à l'élément d'être Exploité dans des conditions satisfaisantes ou compromet sa durabilité, on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton ;
- L'état limite de service d'ouverture des fissures ;
- L'état limite de service de déformation

I.1.5.4. Actions : (CBA 93 A. 3. 1. 1 P10)

Les actions sont l'ensemble des charges (forces, couples, charges permanentes, Climatiques et d'exploitation) appliquées à la structure, ainsi que les conséquences des Modifications statiques ou d'état (retrait, variations de température, tassements d'appuis, Etc.) Qui entraînent des déformations de la structure. Elles sont classées en quelque Catégorie en fonction de leur fréquence d'apparition :

- Actions permanentes (G) ;
- ❖ Les charges permanentes à considérer définies par la norme DTR BC 2.2 pour le Calcul des structures en béton armé ;
- ❖ Poids propres

Les poids propres seront évalués avec un poids volumique de béton de 25kN/m³.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et Caractéristique des matériaux

- Actions variables (Q_i , $i=1, 2, n$) : Elles résultent de l'exploitation directe de la Construction et sont donc constituées par le poids des utilisateurs et des matériaux Nécessaires à l'utilisation des locaux ;
- Actions accidentelles;

I.1.5.5. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons D'actions définies ci-après :

- La combinaison de calcul à E.L.S est :

$$P_1 = G + Q$$

- Les combinaisons de calcul à E.L.U sont :

$$P_2 = 1.35G + 1.5Q$$

- Les combinaisons de calcul à E.L.A (séisme, choc ...):

$$P_3 = G + Q \pm E$$

$$P_4 = G + Q \pm 1.2E$$

$$P_5 = 0.8G \pm E$$

Avec :

E : effort de séisme

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

- Actions de la température climatique.

I.1.6. Les logiciels utilisés :

- Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2018 : pour la modélisation de la Structure ;
- AUTOCAD 2010 : pour les dessins des plans ;
- EXEL et EXPERT 2010: pour vérifier les calculs manuels

I.1.7. Définition des éléments de l'ouvrage :

Cet ouvrage est en béton armé et pour qu'il résiste à l'effort du séisme, le RPA 99/03 Exige que pour toute structures dépassent une hauteur de 20 mètres en zone I, le type de Contreventement mixte (voile-portique) ou voile.

a. Planchers :

C'est une aire généralement plane destinée à séparer entre les niveaux, on distingue :

- Plancher à corps creux ;

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et Caractéristique des matériaux

- Plancher à dalle pleine

b. Les escaliers :

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre de

Type « escalier droit à deux volés parallèles et un palier intermédiaire et escalier a un volé et palier » que sera réalisé en

Béton armé coulé sur place.

c. Maçonnerie :

- Pour les murs extérieurs, une double paroi en brique creuse d'épaisseur (15cm), plus

Une brique ne creuse d'épaisseur (10 cm), avec une lame d'air de (5 cm).

- Pour les murs intérieurs une simple paroi en brique creuse d'épaisseur (10cm).

d. Revêtement :

- Mortier de ciment : pour les murs de façades et salles d'eau ;

- Plâtre pour les plafonds et les cloisons ;

- Carrelage pour les planchers et escaliers.

I.2. Caractéristiques des matériaux :

I.2.1. Le Béton :

I.2.1.1. Définition :

Le béton s'obtient après un mélange judicieux de ciment, des granulats et de l'eau. Il doit satisfaire au traitement ultérieur les exigences suivantes :

- Sécurité de la structure.
- Propriétés particulières (confort).
- La durabilité et la résistance.
- L'environnement (respect de l'écologie).

I.2.1.2. Dosage du béton:

Dans un mètre cube de béton, on a les proportions suivantes :

- Dosage en ciment350 kg/ m³.
- Quantité de Sable400 L/ m³. $0 \leq DG \leq 5\text{mm}$
- Quantité de Gravillon800 L/ m³. $15 \leq DG \leq 25\text{mm}$
- Quantité de Eau175 L/ m³.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et Caractéristique des matériaux

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m³ et 2400Kg /m³.

I.2.1.3. Résistances mécaniques du béton :

I.2.1.3.1. Résistance à la compression f_{cj} :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, noté f_{c28} . Cette valeur est mesurée par compression axial d'un cylindre droit, de révolution de diamètre 16cm, de hauteur 32cm pour un granulat de diamètre au plus égal à 40mm. Pour les éléments principaux, le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20Mpa et au plus égale à 45Mpa.....**RPA99 version 2003 (Art 7.2.1.)**

Lorsque $j \leq 28$ jours, la résistance du béton non traité thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \rightarrow f_{c28} \leq 40\text{MPa}.....(1) \\ f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \rightarrow f_{c28} > 40\text{MPa}.....(2) \end{array} \right. \dots\dots\dots\text{CBA93 (Article A. 2.1. 11)}$$

Lorsque $28 < j < 60 \rightarrow$ on utilise la relation (1)

Lorsque $j \geq 60 \rightarrow$ on utilise la relation $f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$ avec : $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

I.2.1.3.2. Résistance à la traction f_{tj} : (CBA 93 A: 2-1-1-2 P6)

La résistance à la traction à l'âge de j jours f_{tj} est définie par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{CBA93 (Article A. 1. 2. 12)}$$

Pour notre projet : $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ et $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.

I.2.1.3.3. Résistance minimale du béton : (CBA 93 A. 2.1.1.4 P7)

La résistance caractéristique minimale f_{c28} doit être de 15 MPA quand on utilise des aciers de haute adhérence et de 12MPa lorsque l'on utilise des aciers lisses

I.2.1.3.4. Déformations longitudinales du béton :

➤ Module de déformation instantanée :

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égal à :

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}} \dots\dots\dots\text{CBA93 (Article A.2.2.21)}$$

On a : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donc: $E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$.

➤ Module de déformation différée :

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal à :

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et Caractéristique des matériaux

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \dots \dots \dots \text{CBA93 (Article A.2.1.22)}$$

On a : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donc : $E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa}$.

I.2.1.3.5. Coefficient de poisson (CBA 93 A.2.1.3 P8) :

C'est le rapport entre les déformations transversales et les déformations longitudinales

$\nu = 0.20$ Dans le cas E.L.S (non fissuré)

$\nu = 0.20$ Dans le cas E.L.U (fissuré)

I.2.2. Acier :

I.2.2.1. Définition :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorbé les Efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$.

I.2.2.2. Caractéristiques mécaniques :

Type d'acier	Nomination	Symbol e	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de $[\psi]$ scellement
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	R L	235	410-490	22 ‰	1	1
	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 ‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TLE520 ($\Phi < 6$)	T S	520	550	8 ‰	1,3	1

Tableau I.1: Caractéristiques des aciers

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence avec un acier de nuance FeE400 type 1, $f_{pe} = 400 \text{ MPa}$

I.2.2.3. Contrainte limite :

a-Etat limite ultime :

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte déformation (CBA 93 A.2.2.2 P9)

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et Caractéristique des matériaux

$$\sigma_s = f_c / \gamma_s \text{ tel que } \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \dots \text{ Pour une situation durable.} \\ \gamma_s = 1. \dots \dots \text{ Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$$

Avec : $f_c = 400 \text{ MPA}$

$\sigma_s = 348 \text{ MPA}$ En situation durable.

$\sigma_s = 400 \text{ MPA}$ En situation accidentelle.

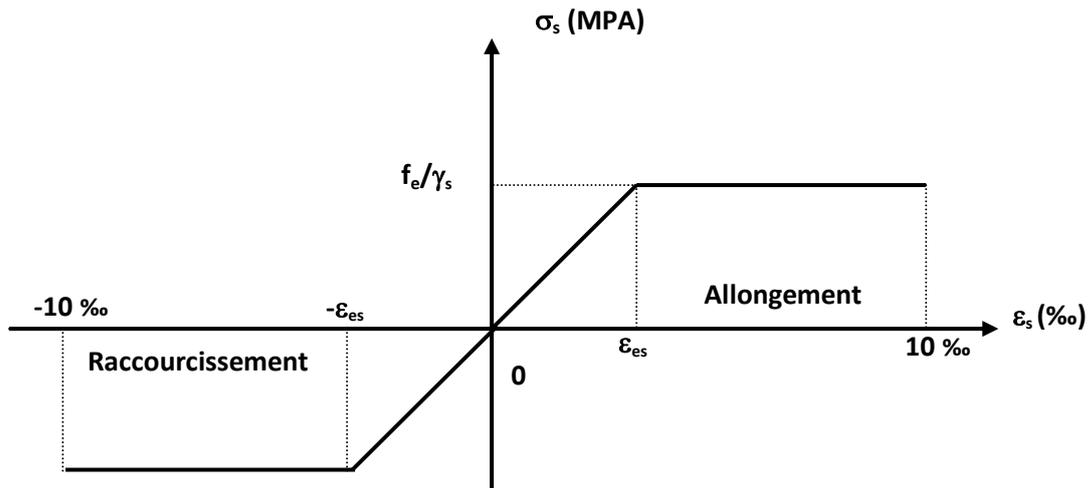


Figure I.1 : Diagramme des Contrainte –déformation pour les aciers.

I.2.2.4. Justification des sections soumises à des sollicitations normales :

I.2.2.4.1. Définition :

On entend par sollicitations normales celles qui peuvent être équilibrées par des Contraintes normales développées sur les sections droites des pièces.

a- Etat limite ultime de résistance (ELU) :

➤ **Hypothèses de calcul :**

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les Armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée ;
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires-élastiques ;
- Le coefficient d'équivalence n donné par le rapport entre les modules d'élasticités Longitudinaux de l'acier et de béton ($n = E_s / E_b$) est pris égal à 15 ;
- Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à : 10 ‰ ;
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à :

$\Sigma_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$ en flexion

$\Sigma_{bc} = 2 \text{ ‰}$ en compression centrée.

➤ **Diagramme des déformations limites de la section (Règle des trois pivots) : (BAEL91 Art A.4.3.3 P 25)**

La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini Par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par La figure (I.2) tel que :

A : correspond à un allongement de 10×10^{-3} de l'armature la plus tendue, supposée

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et Caractéristique des matériaux

Concentrée.

B : correspond à un raccourcissement de 3.5×10^{-3} du béton de la fibre la plus

Comprimée.

C : correspond à un raccourcissement de 2×10^{-3} du béton de la fibre située à $3/7h$ de

La fibre la plus comprimée.

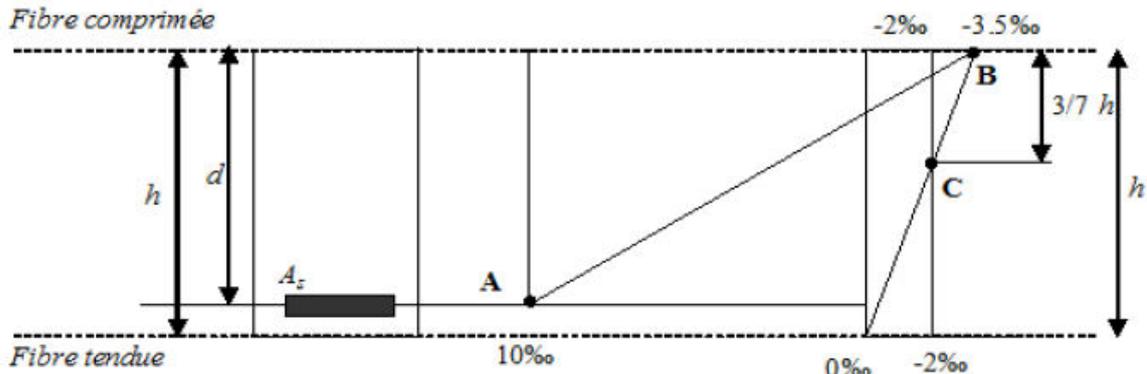


Figure I.2 : Diagramme de déformation limite de la section

➤ Contrainte ultime du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \dots\dots\dots \text{CBA93 (Art A. 4. 3. 41)}$$

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ; tel que

$$\begin{cases} \gamma_b = 1.15 \rightarrow \text{Pour une situation accidentelle} \\ \gamma_b = 1.5 \rightarrow \text{Pour une situation courante} \end{cases}$$

$\theta = 1$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions $> 24h$

$\theta = 0.9$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions et compris entre 1h et 24h.

$\theta = 0.85$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions $< 1h$.

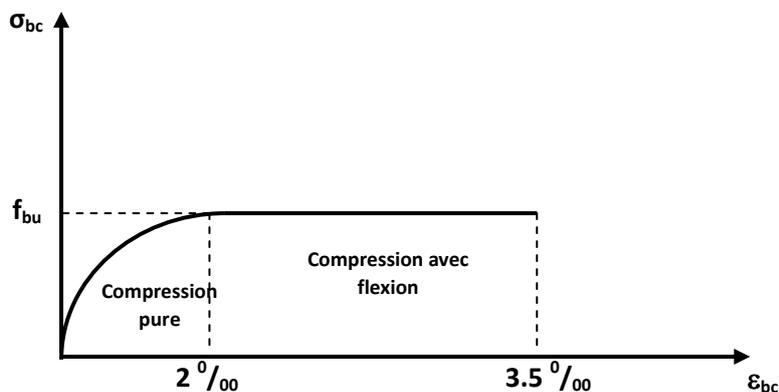


Figure I.3 : Diagramme parabole-rectangle des contraintes-Déformations du béton.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et Caractéristique des matériaux

Le diagramme **parabole rectangle (Figure I.3)** est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif de la fibre la plus comprimée est limité à :

- 2‰ : en compression simple ou flexion composée avec compression.
- 3.5 ‰ : en flexion simple ou composée.

❖ **Contrainte ultime de cisaillement :**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : (CBA 93 Art 5.1.2.1.1 P39)

Dans le cas où les armatures d'âmes sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées, d'après **CBA93 (Art A.5.2.11)** on a :

$$\bar{\tau} = \min(0.2f_{cj}/\gamma_b; 5MPa) \dots \dots \dots \text{Pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.15f_{cj}/\gamma_b; 4MPa) \dots \dots \dots \text{Pour la fissuration préjudiciable.}$$

Dans notre cas on a : $f_{c28} = 25\text{Mpa}$

Donc : $\bar{\tau}_U = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Fissuration peu nuisible.

$$\bar{\tau}_U = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration préjudiciable.}$$

b- État limite de service (ELS) :

❖ *Hypothèses de calcul :*

Les calculs sont conduits moyennant les hypothèses suivantes:

- les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les Armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures ;
- le béton tendu est négligé;
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton ;
- Par convention le rapport n du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui du béton ou coefficient d'équivalence a pour valeur 15 ;

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le Domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité.



Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments

Chapitre II:

Pré dimensionnement :

II. 1. Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- **Sollicitations verticales :**

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

- **Sollicitations horizontales :**

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques. Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles BAEL91, CBA93 et R.P.A 99 V2003.

II.2. Pré-dimensionnement des éléments :

II.2.1) les poutres : sont dimensionnées suivant les conditions générales :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, on a deux types de poutres :

- Les poutres principales : Reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.
- Les poutres secondaires : Reliant les portiques entre eux pour ne pas basculées.

D'après les règles de B.A.E.L 91 on a :

$$L_{max} / 15 \leq h \leq L_{max} / 10 ; \\ 0.4 h \leq b \leq 0.7 h.$$

Avec :

- L_{max} : longueur libre entre nus d'appuis ;
- h : hauteur totale de la poutre ;
- b : largeur de la poutre

D'après RPA99 version 2003 :

$$b \geq 20 \text{cm}$$

$$h \geq 30 \text{cm}$$

$$h/b \leq 4$$

II.2.1.1) Les poutres principales :

La section de la poutre est déterminée par les formules suivantes :

$$L_{max} / 15 \leq h \leq L_{max} / 10 ; \quad \text{Ou } L_{max} = 400 \text{cm}$$

Chapitre II : Pré- dimensionnement des éléments

$$400/15 \leq h \leq 400/10$$

$$26,66 \leq h \leq 40$$

On adopte $h=40 \text{ cm}$.

❖ **La largeur b :**

$$0,4 h \leq b \leq 0,7 h;$$

$$0,4 * (40) \leq b \leq 0,7 * (40)$$

❖ **La hauteur h :**

$$16 \leq b \leq 28$$

On adopte $b = 30 \text{ cm}$.

D'après le (RPA.99/ V2003 A7.5.1) :
il faut vérifier :

$$b=30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$h/b = 40/30 = 1.33 < 4 \quad \text{condition vérifiée.}$$

Donc la poutre principale aura une section : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

II.2.1.2) Les poutres secondaire :

❖ **La hauteur h :**

$$L_{max} / 15 \leq h \leq L_{max} / 10 ; \quad \text{Ou } L_{max} = 325 \text{ cm}$$
$$325/15 \leq h \leq 325/10$$

$$21,66 \leq h \leq 32,5$$

On adopte : $h=40 \text{ cm}$

❖ **La largeur b :**

$$0,4 h \leq b \leq 0,7 h;$$

$$16 \leq b \leq 89$$

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

On adopte une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

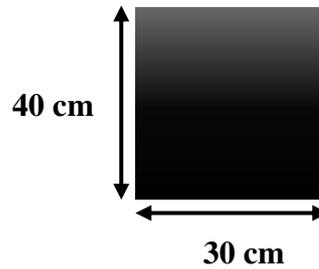


Figure II .1 : Dimension des poutres principales.

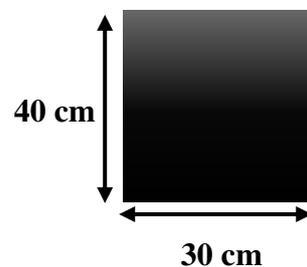


Figure II.2 : Dimension des poutres

Chapitre II : Pré- dimensionnement des éléments

$$b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$h/b = 35/30 = 1.33 < 4 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

II.2.2) les poteaux :

Ils sont dimensionnés par :

- la condition de non flambement (stabilité de forme).
- les conditions du R.P.A.99.
- la Descente des charges (critère de résistance).

a)-selon le : BAEL91 :

Condition de flambement :

$$\frac{L_f}{b} \leq 14.4$$

$$l_f = 0.7L_0$$

$$b > \frac{L_f}{14.4}$$

$$L_0 = 425 - 35 = 390\text{cm}$$

$$l_f = 0.7 \cdot 390 = 273\text{cm}$$

$$b > \frac{273}{14.4} = 18.95 \text{ cm}$$

$$\mathbf{b = 30\text{cm}}$$

b)-selon le RPA99 (modifier2003) :

Les sections transversales des poteaux doivent satisfaire aux conditions du R.P.A 99 V2003.

$$1) \quad \min (b ; h) \geq 25\text{cm}$$

$$2) \quad 1/4 < b_1/h_1 < 4$$

$$3) \quad \min (b ; h) \geq \frac{h_e}{20}$$

Les dimensions de la section transversale du poteau doivent satisfaire :

$$h \leq 4b \rightarrow h \leq 4(30) \rightarrow h \leq 120\text{cm}$$

$$h \geq \frac{b}{4} \rightarrow h \geq 30/4 \rightarrow h \geq 7.5\text{cm}$$

$$\text{Donc } 7.5 \leq h \leq 120$$

On adopte préalablement la section des poteaux (**b1xh1**) comme suite suivant les dégression présenté dans le tableau suivant :

Chapitre II : Pré- dimensionnement des éléments

ETAGES	SECTION (M ²)
Sous sols, RDC, ETAGE1, 2, 3, 4,5	60*60
ETAGE6, 7, 8,9	50*50
ETAGE 10, 11,12	40*40

Tableau II.1 : Sections préalables des poteaux suivant les étages

Vérification selon le RPA :

✓ Pour la section (60x60) :

- 1) $b = 60\text{cm}$ et $h = 60\text{cm} \geq 25\text{cm}$CV
 - 2) $h/b = 60/60 = 1 \Rightarrow 1/4 \leq 1 \leq 4$CV
 - 3) $b = 60\text{cm}$ et $h = 60\text{cm} \geq h_e/20 = 425/20 = 21,25$CV
- * les trois conditions sont vérifiées.

✓ Pour la section (50x50) :

- 1) $b = 50\text{cm}$ et $h = 50\text{cm} \geq 25\text{cm}$CV
- 2) $h/b = 50/30 = 1 \Rightarrow 1/4 \leq 1 \leq 4$CV
- 3) $b = 30\text{cm}$ et $h = 50\text{cm} \geq h_e/20 = 306/20 = 15,3$CV

✓ Pour la section (40x40) :

- 1) $b = 40\text{cm}$ et $h = 40\text{cm} \geq 25\text{cm}$CV
 - 2) $h/b = 40/40 = 1,66 \Rightarrow 1/4 \leq 1 \leq 4$CV
 - 3) $b = 40\text{cm}$ et $h = 40\text{cm} \geq h_e/20 = 306/20 = 15,3$CV
- * les trois conditions sont vérifiées.

II.2.4) Pré-dimensionnement des planchers :

Les planchers sont éléments résistants représentant des aires horizontales séparant deux niveaux. Ils reprennent les charges et surcharges pour les transmettre aux éléments Porteurs ; en outre ils s'assurent l'isolation acoustique, thermique et la sécurité contre L'incendie.

Dans notre projet, on utilise deux types de planchers :

- Plancher à corps creux en partie courante.
- Plancher à dalle pleine.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

II.2.3.1) Plancher corps creux : (BAEL91 Art B.6.8 P423)

1. Condition de flèche : (BAEL 91 Art B.6.8 P424)

La rigidité (condition de flèche) exige que les poutrelles doit avoir un rapport h / L est ou moins égal à $L/22,5$.

L : est la plus grande portée parallèle aux poutrelles ($L_{\max} = 385\text{cm}$).

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \rightarrow h_t \geq \frac{L}{22,5} = 17,11\text{cm}$$

On prend : $h_t = 20\text{cm}$ (16+4)

Chapitre II : Pré- dimensionnement des éléments

Le plancher doit avoir une épaisseur minimale de (16+4) cm

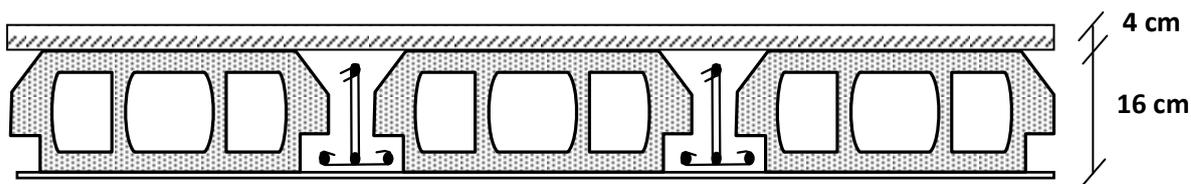


Figure II.3 : Plancher à corps creux

2. Les caractéristiques géométriques des nervures :

La section transversale des nervures est assimilée à une section en (T) dont les caractéristiques géométriques sont les suivantes :

La largeur de la table de compression est égale à :

$$b = b_0 + 2b_1$$

Avec : pour des raisons constructives on prend : $b_0 = 12\text{ cm}$

$$b_1 = \min\left\{\frac{L_0}{2}, \frac{L}{10}\right\}; b_0 = 12\text{ cm}; L_0 = 65 - 12 = 53\text{ cm}$$

$$b_1 = 26.5\text{ cm}$$

$$\text{Soit : } b = 65\text{ cm}$$

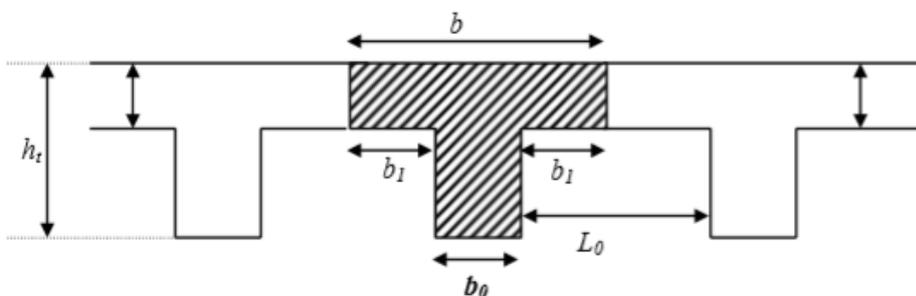


Figure II.4 : caractéristiques géométriques poutrelles

II.2.3.2) planchers dalle pleine (sous sol) :

.Ce type d'élément travaille essentiellement en flexion. L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance :

- **Résistance au feu :** D'après [BEAL 91]:
 - ✓ $e = 7\text{ cm}$ pour une heure de coup de feu.
 - ✓ $e = 11\text{ cm}$ pour deux heures de coup de feu.

Chapitre II : Pré- dimensionnement des éléments

✓ $e = 17,5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coup de feu.

On adopte : $e = 15 \text{ cm}$.

• **Résistance à la flexion :**

✓ Dalle reposant sur deux appuis : $L_x / 35 < e < L_x / 30$.

✓ Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $L_x / 50 < e < L_x / 40$.

$$L_{x.\max} / 50 \leq H \leq L_{x.\max} / 30$$

Pour les dalles portantes dans deux sens

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

$L_x = 330 \text{ cm}$.

La dalle pleine : $330/50 < e < 330/30 \Rightarrow 6,6 < e < 11$
 $\Rightarrow e = 15 \text{ cm}$.

D'après les conditions précédentes, on optera une épaisseur $e = 15 \text{ cm}$ pour toutes les dalles pleines.

II.2.5. les voiles:

Les murs en béton armé (voiles) servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts Verticaux qu'ils transmettent aux fondations :

- Les charges verticales: charges permanentes et surcharges ;
- Les actions horizontales: effet de séisme et du vent ;

Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas Connues dans le cadre de ce pré dimensionnement.

D'après (RPA99 Art 7. 7. 1 P74), les voiles doivent satisfaire les conditions Suivantes:

- L'épaisseur minimale notée « a » devra être conforme aux conditions suivantes :

$$a \geq 15 \text{ cm et } e \geq \frac{h_e}{20}$$

- La largeur du voile être prise au moins égale à 4 a.

$$L \geq a \times 4$$

Avec :

- L : longueur du voile.
- a : épaisseur des voiles
- h_e : hauteur libre d'étage.

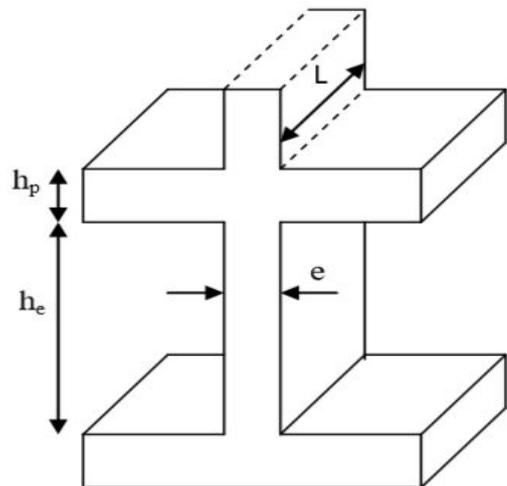


Figure II.5. Coupes des voiles en élévation

Chapitre II : Pré- dimensionnement des éléments

- Pour les voiles des RDC

$$a \geq \frac{425 - 20}{20}$$

$$a \geq 20,25 \text{ cm}$$

- Pour les voiles du sous sols et 1^{ème} au 12^{ème} étages :

$$a \geq \frac{306 - 20}{20}$$

$$a \geq 14,3 \text{ cm}$$

Pour tous les niveaux	Épaisseur
	20 cm

Tableau II.2: Epaisseur du voile

II.2.6 .Les escaliers :

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront réalisées en béton armé coulé sur place, les différents éléments constituant un escalier son

- 1 → palier.
- 2 → palliase.
- 3 → contre marche.
- 4 → giron.
- 5 → emmarchement.

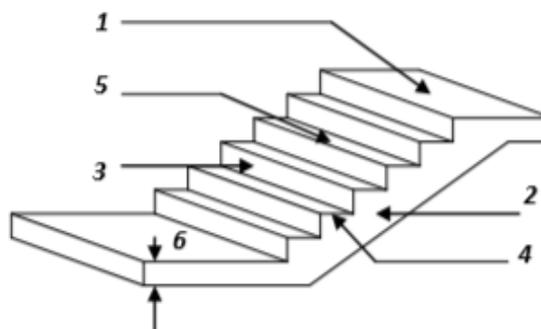


Figure II.6 : Composantes d'un escalier.

L'escalier de notre projet est de deux type :- deux volées et un palier intermédiaire.

-escalier long (SS jusqu'à RDC)

✚ Type 01 : deux volées et un palier intermédiaire.

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

$$59 \leq g + 2h \leq 66$$

Pour les escaliers on considère les paramètres suivants:

h : hauteur de la contre marche, variant de 0,15 à 0,17m ;

Chapitre II : Pré- dimensionnement des éléments

g : largeur de la marche, variant de $0,26$ à $0,36m$;

α : Inclinaison de la volée = $\text{arc tg } (h/g)$.

Pour le pré dimensionnement en utilisant la formule de Blondel, la hauteur de la Marche devra satisfaire la condition suivante :

$$59 < 2h + g < 66$$

Avec :

g est le giron, que l'on prend égale à : 30 cm

$$\frac{59-g}{2} < h < \frac{66-g}{2} \rightarrow \frac{59-30}{2} < h < \frac{66-30}{2} \rightarrow 14,5 < h < 18$$

On adopte : $h=17cm$.

Le nombre de contremarches est calculer par: $Nc = \frac{H}{h}$

Où : H est la hauteur d'étage, qui vaut $3,06m$.

Ce qui donne :

$$Nc1 = \frac{306}{17} = 18 \text{ contremarche chaque étage (pour les deux volées).}$$

➔ Donc : 9 contremarches par volée

Nombre de marche :

$$N_1 - 1 = 8 \text{ Marches par volée}$$

- La pente de volés peut ce calculer par : **(L'inclinaison de la pailleasse) :**

$$\tan \alpha_1 = \frac{H}{L} = \frac{9 \times 17}{8 \times 30} = 0.6375 \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

- La longueur des volés ce calcul par : **(Longueur de la pailleasse) :**

$$L_p = \frac{1.539 \times 17}{\sin \alpha_1} = 2.84 \text{ m}$$

- **Epaisseur de palier :**

Finalement, l'épaisseur minimale de la pailleasse est déterminée suivant la condition Suivante:

$$\begin{aligned} \frac{L}{20} &\leq e \leq \frac{L}{15} \\ \Rightarrow \frac{240}{20} &\leq e_1 \leq \frac{240}{15} \\ \Rightarrow 12 &\leq e_1 \leq 16 \end{aligned}$$

On prend : $e_1 = 15 \text{ cm}$

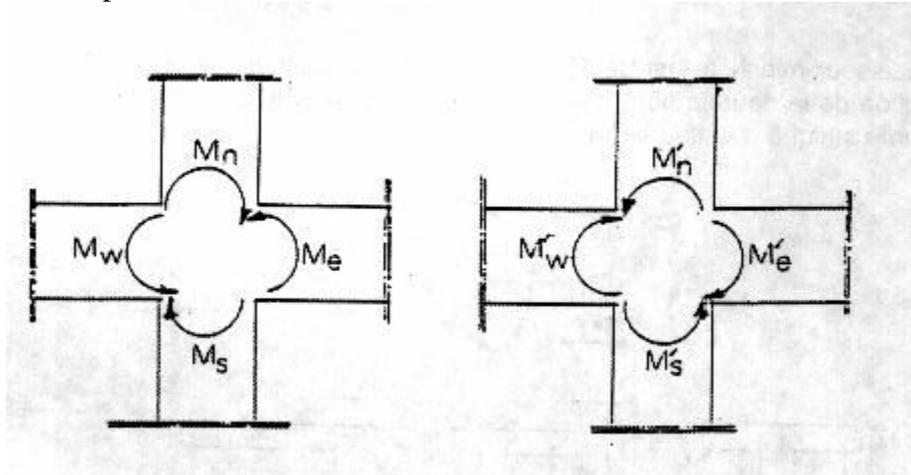
Chapitre II : Pré- dimensionnement des éléments

- Epaisseur de palliase :

On prend : $e = 15 \text{ cm}$

II.2.7. Pré dimensionnement des nœuds :

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins.



$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 (|M_w| + |M_e|)$$

$$|M'_n| + |M'_s| \geq 1.25 (|M'_w| + |M'_e|)$$

Figure II.7 : Dimensionnement d'un nœud poutre-poteau

- Les vérifications représentées dans ce tableau :

élément	largeur b	hauteur h	inertie= $b \cdot h^3 / 12$	$I_{\text{poteau}} / I_{\text{poutre}} \geq 1.25$	Obs
poteaux	70	70	2000833
	50	50	520833
	40	40	213333
poutres principales	30	40	160000	12,50	OK
				3,25	OK
				1,33	OK
poutres secondaires	30	40	160000	12,50	OK
				3,25	OK
				1,33	OK

Tableau II.3: Vérification de la rotule plastique

II.2 .8. L'acrotère :

L'acrotère est un élément de protection qui se trouve au niveau du plancher terrasse Du bâtiment, pour le calcul, il est assimilé à une console (verticale) encastrée au plancher Soumise à l'action de son poids propre et à une charge horizontale dite « main courante ».

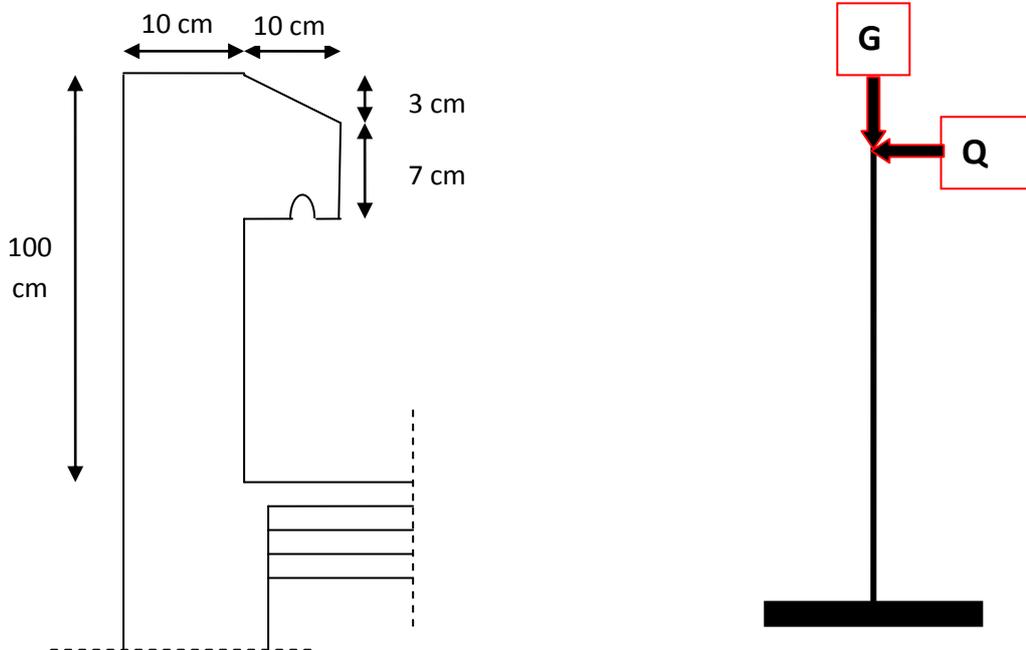
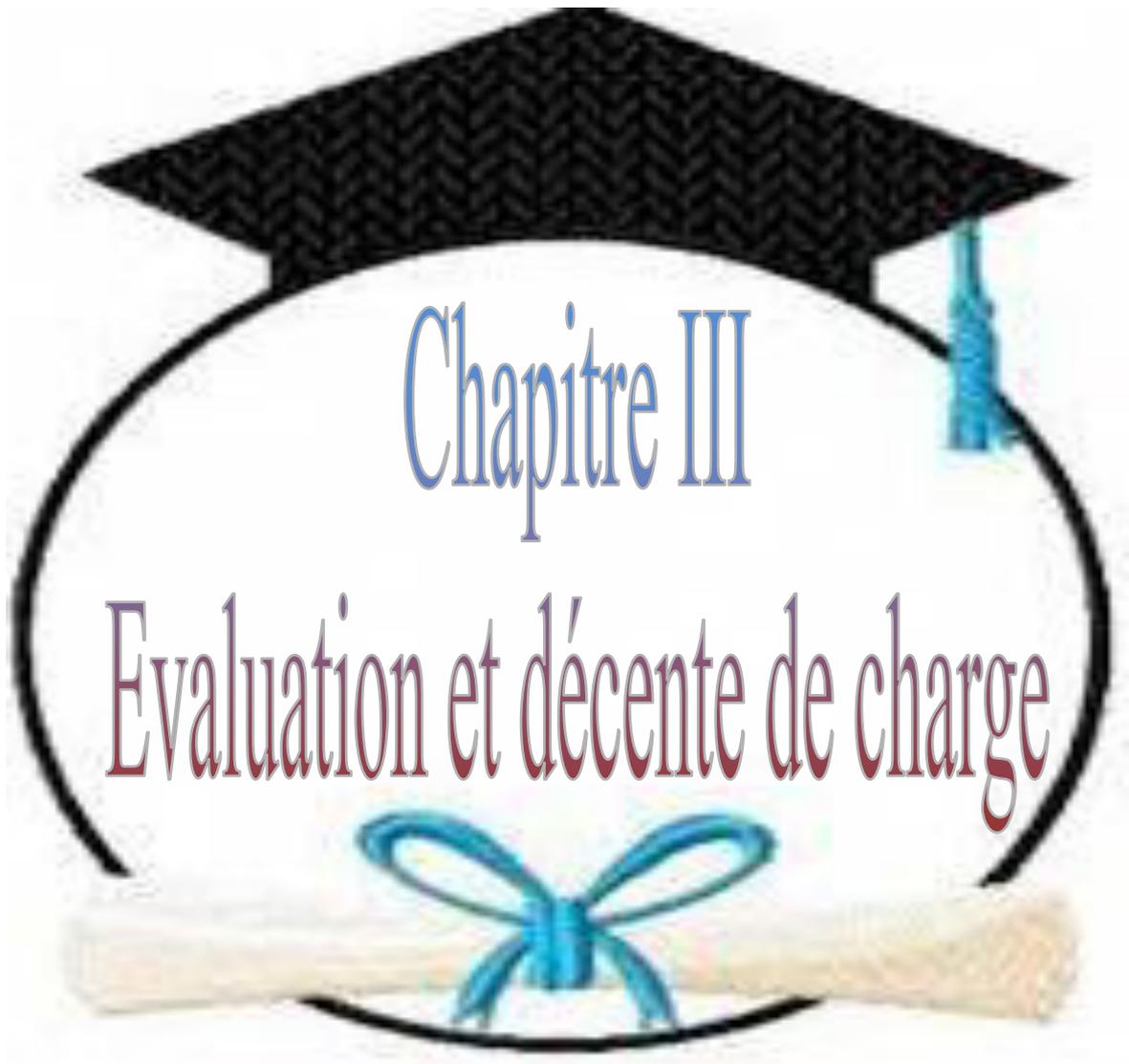


Figure II.8. Dimension de l'acrotère.



Chapitre III

Evaluation et décente de charge

CHAPITRE III :

EVALUATION ET DESCENTE DES CHARGES

III.EVALUATION DES CHARGES :

III.1.Introduction :

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

➤ **Les charges réglementaires :**

Les charges réglementaire sont en général de :

- Les charges permanentes qui présentent le poids mort.
- Les charges d'exploitation ou surcharges.

- **Les charges permanentes :**

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fourni des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés.

- **Les charges d'exploitation :**

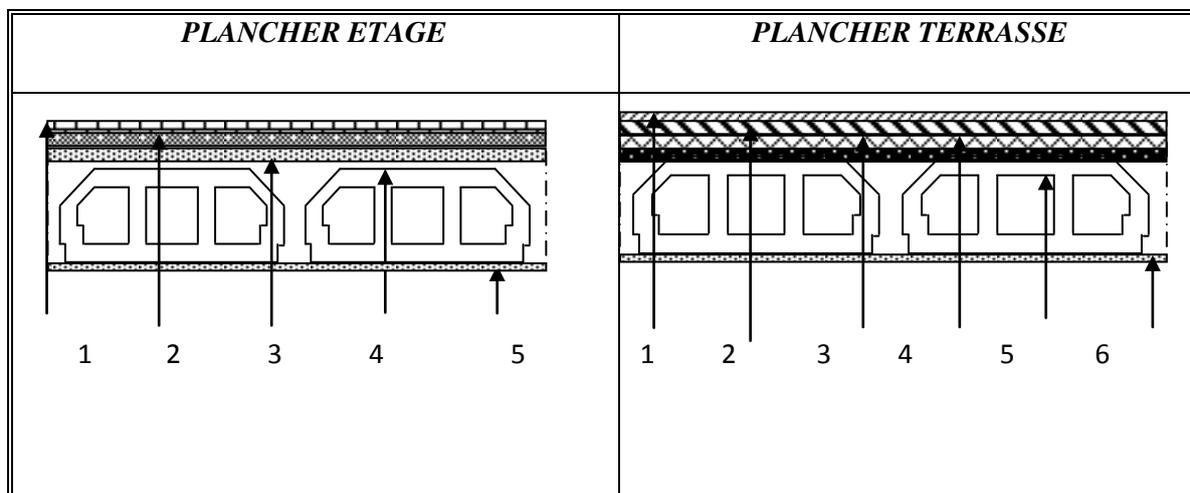
Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un groupe à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque

La descente des charges a pour but la détermination des charges et surcharges revenant à chaque élément porteur. Elle permet aussi de déterminer les actions qui s'exercent sur un élément d'ouvrage au niveau de chaque plancher.

Chapitre III : Evaluation et décente de charge

III.2.Evaluation des charges :

A) Les planchers :



A).1. Plancher terrasse accessible :

Charge permanente et charge d'exploitation :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids Volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Etanchéité multicouche	2	6	0,12
Mortier de pose	2	20	0,40
Lit de Sable	3	18	0,36
Dalle corps creux (16+4)	16+4	-	2,80
Enduit de plâtre	2	10	0,20

$G =$	4,32	(KN/m²)
$Q =$	1,5	(KN/m²)

Tableau III-1 : Evaluation des charges -Plancher terrasse accessible

Chapitre III : Evaluation et décente de charge

A).2. Plancher terrasse inaccessible :

Charge permanente et charge d'exploitation :

Désignation	poids volumique (KN/m ³)	e(Cm)	G(KN/m ²)
Protection gravillon	17	4	0.68
Etanchéité multicouche	6	2	0,12
Isolation thermique	3	5	0.15
Forme de pente	22	8	1.76
Dalle en corps creux (16+5)	/	21	2,80
Enduit en plâtre	10	2	0,20
G	5.71 kN/m ²		
Q	1 kN/m ²		

Tableau III-2 : charge à la terrasse inaccessible due aux plancher à corps creux

A).3. Plancher étage courant :

. Charges permanentes et charge d'exploitation :

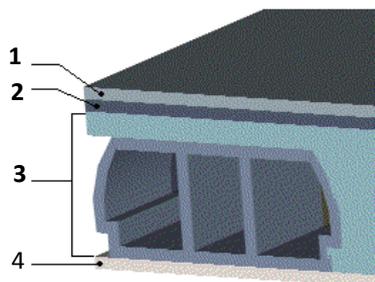


Figure III-1 : Disposition des matériaux pour un plancher à corps creux.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN /m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Carrelage	2	20	0.40
2-Mortier de pose	2	20	0.40
3- Couche de sable	2	19	0.38

Chapitre III : Evaluation et décente de charge

4- Dalle à corps creux	-	-	2.80
5- Enduit de plâtre	2	18	0.36
6-Brique creux	-	-	1.00

G =	5.34	(KN/m ²)
Q étage=	1.5	(KN/m ²)
Q RDC=	2,5	(KN/m ²)

Tableau III-3 Evaluation des charges -Plancher étage courant-

A). 4.Dalle pleine : (sous-sol (1) commercial)

. Charges permanentes et charge d'exploitation :

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Poids volumiques (KN /m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
1-Carrelage	2	22	0.44
2-Mortier de pose	3	20	0.60
3- Dalle pleine en BA	15	25	3.75
4- Enduit de ciment	2	18	0.36
5-cloison	10	-	1.00
6-Enduit en plâtre	2	10	0.20

G =	6,35	(KN/m ²)
Q =	2.5	(KN/m ²)

Tableau III-4 : Evaluation des charges -pour sous-sol (commercial)

Chapitre III : Evaluation et décente de charge

B).L'acrotère

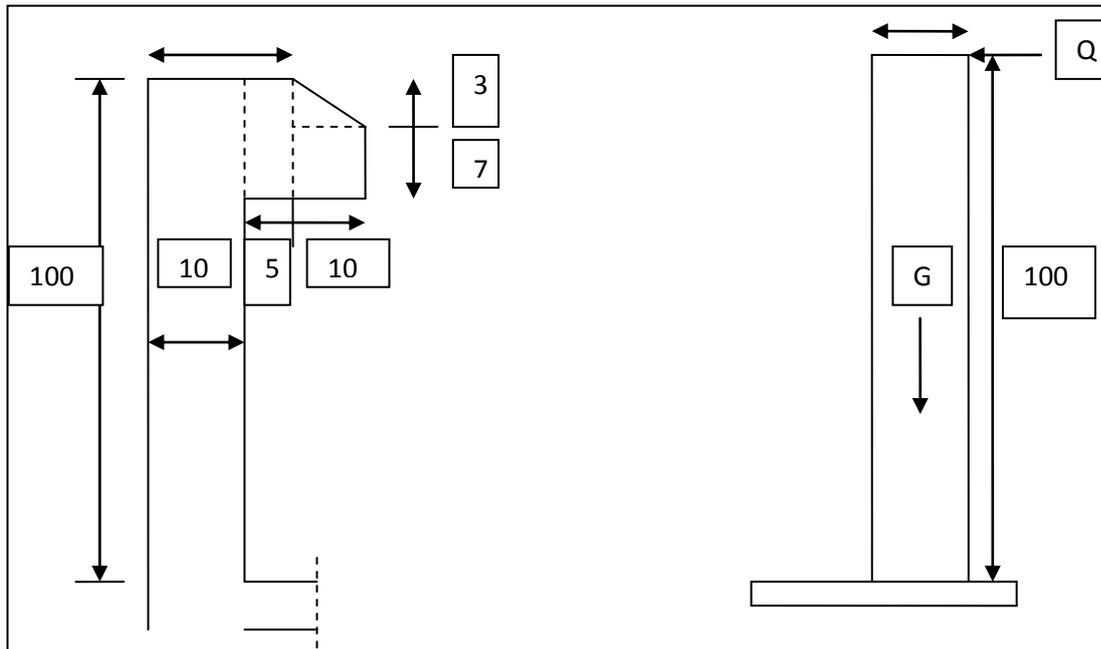


Figure III-2. : dimensionne de l'acrotère.

On fait les calculs pour 1m de longueur.

- **Charge permanente :**

$$G_{acr} = 25 * S_{acr} \text{ (l'acrotère est fait en B.A)}$$

$$G_{acr} = \left[(1 * 0,1)(0,05 * 0,1) + \frac{0,03 * 0,1}{2} + (0,07 * 0,1) \right] * 25$$

G =	2,8375	(KN/m ²)
------------	--------	----------------------

Chapitre III : Evaluation et décente de charge

C). les murs :

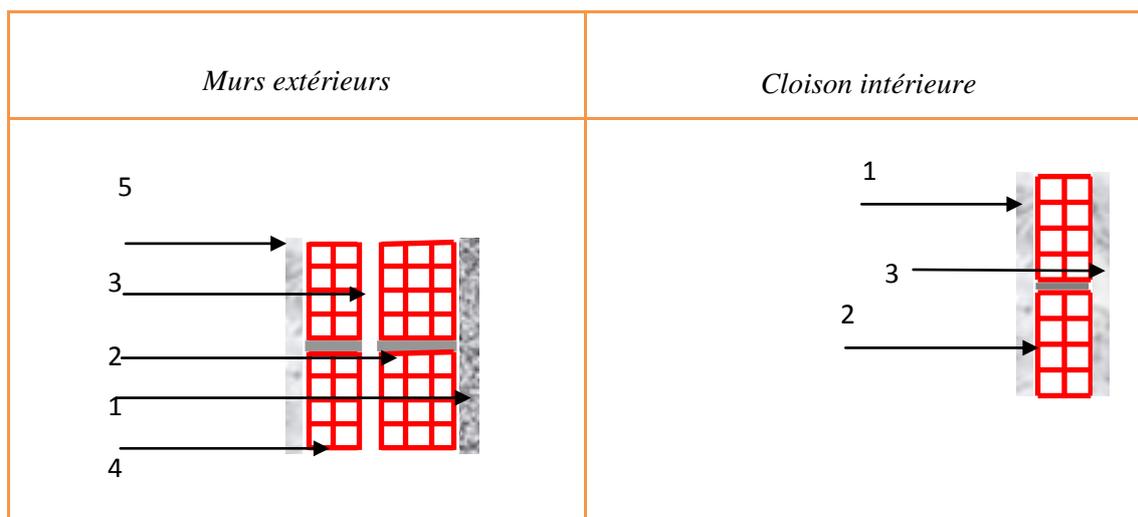


Figure III-3 : Murs extérieur

Figure III-4 : Cloison intérieure

C.1. Cloison extérieure de 30 cm (double paroi) :

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Poids volumique (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
<i>1-Enduit de ciment</i>	<i>2</i>	<i>18</i>	<i>0.36</i>
<i>2-Brique creux</i>	<i>15</i>	<i>-</i>	<i>1.30</i>
<i>3-Ame d'air</i>	<i>5</i>	<i>-</i>	<i>-</i>
<i>4-Brique creux</i>	<i>10</i>	<i>9</i>	<i>0.90</i>
<i>5-Enduit de plâtre</i>	<i>2</i>	<i>10</i>	<i>0.20</i>

G =	2.76	(KN/m²)
------------	-------------	---------------------------

Tableau III-5 : Evaluation des charges –des cloisons extérieures

C.2. Cloison intérieure de 10cm :

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Poids volumique (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
<i>1-Enduit de plâtre</i>	<i>2</i>	<i>10</i>	<i>0.20</i>
<i>2-Brique creux</i>	<i>10</i>	<i>-</i>	<i>0.90</i>

Chapitre III : Evaluation et décente de charge

3-Enduit de plâtre	2	10	0.20
--------------------	---	----	------

G =	1.30	(KN/m ²)
------------	------	----------------------

Tableau III-6 : Evaluation des charges –des cloisons intérieures

C.3.Cloison (double paroi) :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Enduit de ciment	2	10	0.20
2-Brique creux	15	-	1.30
3-Ame d'air	5	-	-
4-Brique creux	10	9	0.90
5-Enduit de plâtre	2	10	0.20

G =	2.60	(KN/m ²)
------------	------	----------------------

Tableau III-7 : Evaluation des charges –des cloisons double paroi

D-Escaliers :

D).1. Palier :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-carrelage	2	20	0.40
2- Mortier de pose	2	20	0.40
3- Couche de sable	3	18	0.36
4- Couche de sable	2	10	0.20
5-palier	15	25	3,75

G =	5,11	(KN/m ²)
Q =	2.5	(KN/m ²)

Chapitre III : Evaluation et décente de charge

D) 2. Volée :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN /m ³)	Poids (KN/m ²)
1- carrelage	2	20	0.40
2- Mortier de pose	2	20	0.40
3- Couche de sable	2	18	0.36
4- Enduit de plâtre	cos	10	0.20
5-Paillasse	cos	25	4
6-marche	8.5	25	2.125

$G =$	8.085	(KN/m ²)
$Q =$	2.5	(KN/m ²)

Tableau III-8 : Evaluation des charges - Escaliers -

- **Poteaux :**

(0.40 x 0.40) x 25= 4kN/ml
(0.50x0.50) x 25=6.25kN /ml
(0.60x0.60) x25=9KN/ml

- **Poutres principales :**

(0.30 x0.40) x 25 = 3 kN/ml

- **Poutres secondaires :**

(0.30 x 0.40) x 25 = 3 kN/ml

Chapitre III : Evaluation et décente de charge

III.3.Descente des charges :

La descente des charges est l'opération qui consiste à calculer pour chaque élément porteur (poteau), les charges qu'il supporte à partir de chaque étage jusqu'à la fondation. Pratiquement, la descente des charges précède toujours le calcul de la structure, et par mesure de simplification les calculs de descente des charges sont faites en délimitant les zones d'influence des dalles et des poutres par des lignes correspondant au milieu des portés (poutres simplement appuyées sur des poteaux), il est tenu compte de l'effet de continuité des dalles et des poutres sur les moments de flexion dans les poteaux de manière approximative sous forme de majoration des efforts normaux (*BAEL91 Art B. 8. 1. 1 P107*):

- 15% pour les poteaux courants de la file centrale d'un bâtiment à deux travées ;
- 10% pour les poteaux centraux voisins des poteaux de rive dans un bâtiment dont au moins il y a trois travées.

III.3.1.Loi de dégression des charges : (D.T.R.B.C.2.2 ; A : 6.3)

Elles s'appliquent aux bâtiments à grand nombre d'étages où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Les surcharges verticales peuvent être minorées selon la loi de dégression verticale ciaprès.

- Soit Q_0 la surcharge appliquée à la terrasse de couverture,
- Soit Q_i la surcharge appliquée à l'étage "i".

Les étages étant numérotés de haut en bas; on calcule Σ_i surcharge totale à considérer au-dessous du plancher de l'étage n° i.

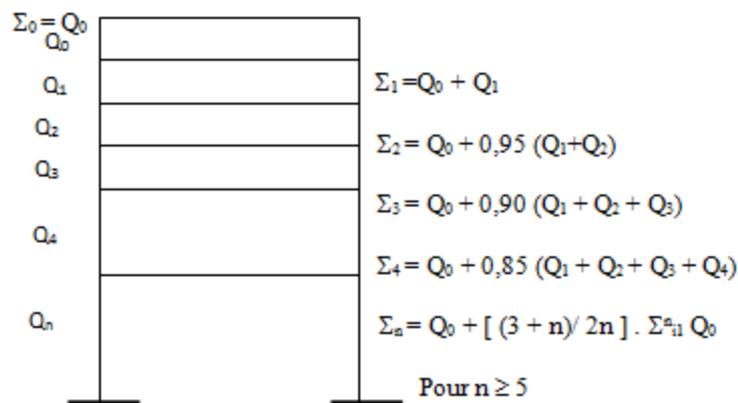


Figure III.5 Schéma explicatif de loi de dégression

Chapitre III : Evaluation et décente de charge

On adoptera pour le calcul :

Sous la terrasse	Q_0
Sous le 11 ^{ème} étage	$Q_0 + Q_1$
Sous le 10 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$
Sous le 9 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
Sous le 8 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
Sous le 7 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
Sous le 6 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
Sous le 5 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$
Sous le 4 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.69(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$
Sous le 3 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.67(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$
Sous le 2 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$
Sous le 1 ^{ème} étage	$Q_0 + 0.63(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11})$
RDC	$Q_0 + 0.62(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12})$

Tableau III.9 : Dégression des surcharges

➤ **Etapes de calcul :**

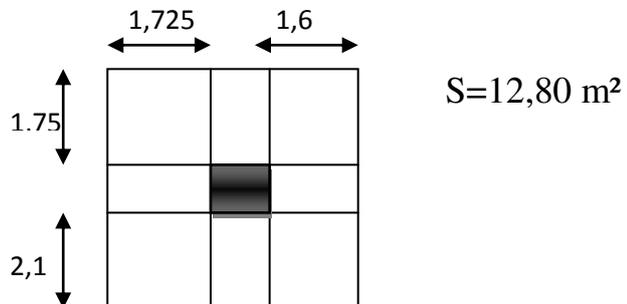
Les étapes de pré dimensionnement sont :

- Le choix du poteau le plus sollicité.
- Le calcul de la surface reprise par ce poteau.
- La détermination des efforts repris par ce poteau à l'ELU et on fait vérification à RPA 2003.

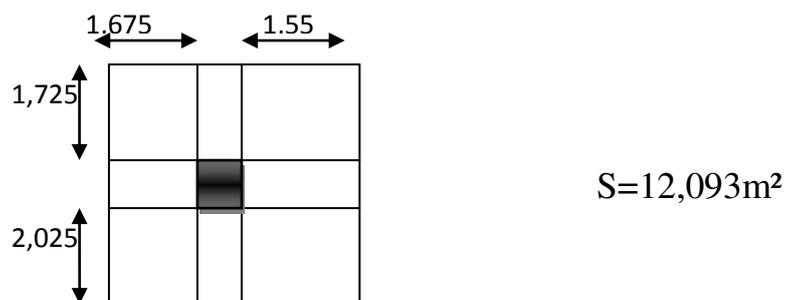
Chapitre III : Evaluation et décente de charge

1) Poteau centrale :

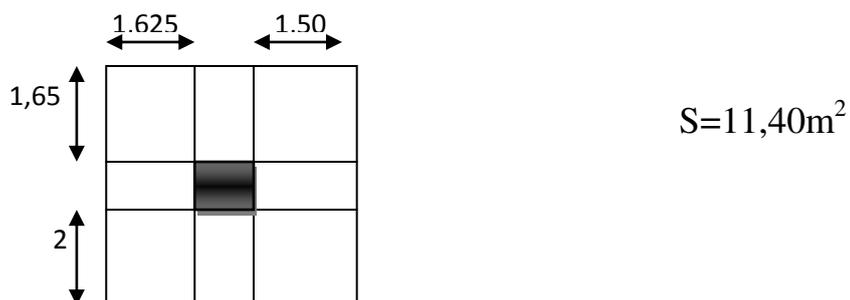
- Terrasse Plancher, 11,10 =(D3)



- Plancher 6,7,8,9 =(D3)



- Plancher Sous-sols, RDC, 1,2, 3, 4,5(D3)=



Chapitre III : Evaluation et décente de charge

Niveau	Section	Elément	$\sum G(T)$	$\sum Q(T)$
Sous le 12 ^{ème} étage	N_1	<i>Acrotère :</i> $0,28375 * 3,85 = 1,0924375$ <i>Plancher terrasse :</i> $0,571 * 12,80 = 7,3088$ <i>Poutre Principale :</i> $(0,3 * 0,4) * 3,85 * 2,5 = 1,155$ <i>Poutre secondaire :</i> $(0,3 * 0,4) * 2,5 * 3,325 = 0,9975$	10,5529375	1,28
	N_2	<i>Venant de N_1 :</i> 10,5529375 <i>Poteau :</i> $(0,4 * 0,4) * 2,5 * 3,06 = 1,224$	11,7769375	
Sous le 11 ^{ème} étage	N_3	<i>Venant de N_2 :</i> 11,7769375 <i>Plancher étage courante :</i> $0,534 * 12,8 = 6,8352$ <i>Poutre prin + poutre secon :</i> $1,155 + 0,9975$	20,7646375	3,2
	N_4	<i>Venant de N_3 :</i> 20,7646375 <i>Poteau :</i> 1,224	21,9886375	
Sous le 10 ^{ème} étage	N_5	<i>Venant de N_4 :</i> 21,9886375 <i>EC + PP + PS =</i> $6,8352 + 1,155 + 0,9975$	30,9763375	5,568
	N_6	<i>Venant de N_5 :</i> 30,9763375 <i>poteau :</i> 1,224	32,2003375	

Chapitre III : Evaluation et décente de charge

Sous le 9 ^{ème} étage	N_7	<p>Venant de N_6 : 32,2003375</p> <p>Plancher étage courante : $0,534 * 12,093 = 6,457662$</p> <p>Poutre Principale : $(0,3 * 0,4) * 3,75 * 2,5 = 1,125$</p> <p>Poutre secondaire : $(0,3 * 0,4) * 2,5 * 3,225 = 0,9675$</p>	40,7504995	6,48155
	N_8	<p>Venant de N_7 : 40,7504995</p> <p>poteau : $(0,5 * 0,5) * 2,5 * 3,06 = 1,9125$</p>	42,6629995	
Sous le 8 ^{ème} étage	N_9	<p>Venant de N_8 : 42,6629995</p> <p>EC + PP + PS = $6,457662 + 1,125 + 0,9675$</p>	51,2131615	7,627715
	N_{10}	<p>Venant de N_9 : 51,2131615</p> <p>poteau : 1,9125</p>	53,1256615	
Sous le 7 ^{ème} étage	N_{11}	<p>Venant de N_{10} : 53,1256615</p> <p>EC + PP + PS = $6,457662 + 1,125 + 0,9675$</p>	61,6758235	8,70548
	N_{12}	<p>Venant de N_{11} : 61,6758235</p> <p>poteau : 1,9125</p>	63,5883235	
Sous le 6 ^{ème} étage	N_{13}	<p>Venant de N_{12} : 63,5883235</p> <p>EC + PP + PS = $6,457662 + 1,125 + 0,9675$</p>	72,1384855	9,60185
	N_{14}	<p>Venant de N_{13} : 72,1384855</p> <p>poteau : 1,9125</p>	74,0509855	

Chapitre III : Evaluation et décente de charge

Sous le 5 ^{ème} étage	N_{15}	Venant de N_{14} : 74,0509855 Plancher étage courante : $0,534*11,40= 6,0876$ Poutre Principale : $(0,3*0,4) \times 3,65 \times 2,5=1,095$ Poutre secondaire : $(0,3*0,4)*2,5*3,125 = 0,93$	82,1635855	10,372118
	N_{16}	Venant de N_{15} : 82,1635855 poteau : $(0,6*0,6)*2,5*3,06=2,0754$	84,2389855	
Sous le 4 ^{ème} étage	N_{17}	Venant de N_{16} : 84,2389855 EC +PP+PS = $6,0876+1,095+0,93$	92,3515855	11,295902
	N_{18}	Venant de N_{17} : 92,3515855 poteau : 2,0754	94,4269855	
Sous le 3 ^{ème} étage	N_{19}	Venant de N_{18} : 94,4269855 EC +PP+PS = $6,0876+1,095+0,93$	102,5395855	12,151286
	N_{20}	Venant de N_{19} : 102,5395855 poteau : 2,0754	104,6149855	
Sous le 2 ^{ème} étage	N_{21}	Venant de N_{20} : 104,6149855 EC +PP+PS = $6,0876+1,095+0,93$	112,7275855	12,93827
	N_{22}	Venant de N_{21} : 112,7275855 poteau : 2,0754	114,8029855	
Sous le 1 ^{ème}	N_{23}	Venant de N_{22} : 114,8029855 EC +PP+PS = $6,0876+1,095+0,93$	122,9155855	

Chapitre III : Evaluation et décente de charge

étage	N_{24}	Venant de N_{23} : 122,9155855 poteau : 2,0754	124,9909855	14,04977
RDC	N_{25}	Venant de N_{24} : 124,9909855 EC + PP + PS = 6,0876 + 1,095 + 0,93	133,1035855	14,734154
	N_{26}	Venant de N_{23} : 133,1035855 poteau : 0,6*0,6*2,5*4,25=3,825	140,3215855	
Sous-sols	N_{27}	Venant de N_{24} : 140,3215855 EC + PP + PS = 6,0876 + 1,095 + 0,93	148,4341855	15,580796
	N_{28}	Venant de N_{23} : 148,4341855 poteau : 2,0754	150,5095855	

Tableau III-10 : Descente des charges de poteau centrale

III.3.2-Combinaisons des charges :

a) Poteau (40x40) :

- À l'ELU :

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = (1.35 * 32,2003375) + (1.5 * 5,568) = 51,822455625 \text{ t}$$

$$N_u = 51,822455625 \text{ t}$$

- À l'ELS :

$$N_s = N_G + N_Q = 32,2003375 + 5,568 = 37,571375 \text{ t}$$

$$N_s = 37,571375 \text{ t}$$

- **Vérification de la stabilité de forme :**
- **Moment d'inertie :** $I = bh^3 / 12 = 40 \times 40^3 / 12 = 213333.33 \text{ cm}^4$
- **La section :** $B = b * h = 40 \times 40 = 1600 \text{ cm}$
- **Le rayon de giration :** $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{213333.33}{1600}} = 11.54$

Chapitre III : Evaluation et décente de charge

➤ **Longueur de flambement :**

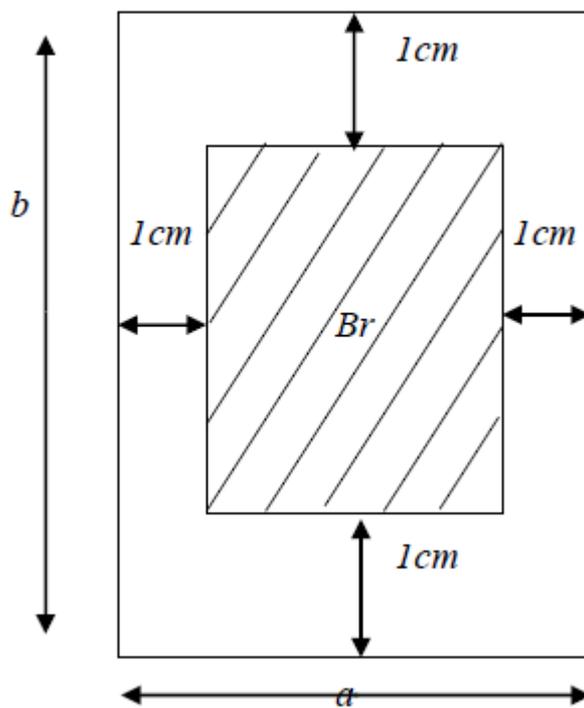
$$l_f = 0.7 (l_0) = 0.7 (3.06 - 0.4) = 1,862 \text{ m} = 186.2 \text{ cm}$$

➤ **L'élancement du poteau** $\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{186.2}{11.54} = 16,13$

➤ $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{16,13}{35}\right)^2} = 1,04$

➤ **La surface réduite :**

$$Br = (a - 0.02) (b - 0.02) = 38 \times 38 = 1444 \text{ cm}^2$$



$$A = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.2\% b * h = \frac{0.2 \times 40 \times 40}{100} = 3.2 \text{ cm}^2 \\ 8(b + h)\% = \frac{8(40 + 40)}{100} = 6.4 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$Nu \leq \alpha \left[\frac{Br \times f_c 28}{1,35} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right] = 1,04 \left[\frac{1444 \times 250}{1,35} + \frac{6,4 \times 4000}{1,15} \right] =$$

$$301255,008 \text{ kgf} = 301,1255008 \text{ tf}$$

$$Nu = 51,822455625 \text{ tf} < 301,1255008 \text{ tf}$$

b) Poteau (50x50) :

À l'ELU :

$$Nu = 1.35 N_G + 1.5 N_Q = (1.35 \times 74,0509855) + (1.5 \times 9,60185) = 114,371605425 \text{ t}$$

Chapitre III : Evaluation et décente de charge

À P'ELS :

$$N_s = N_G + N_Q = 74,0509855 + 9,60185 = 83,6528355 \text{ t}$$

- **Vérification de la stabilité de forme :**
- **Moment d'inertie :** $I = bh^3 / 12 = 50 \times 50^3 / 12 = 520833.33 \text{ cm}^4$
- **La section :** $B = b \times h = 50 \times 50 = 2500 \text{ cm}^2$
- **Le rayon de giration :** $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{520833.33}{2500}} = 14.43$
- **Longueur de flambement :**
 $l_f = 0.7 (l_0) = 0.7 (3.06 - 0.4) = 1,862 \text{ m} = 186.2 \text{ m}$
- **L'élanement du poteau** $\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{186.2}{14.43} = 12,90$
- $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{12,90}{35}\right)^2} = 0,82$
- **La surface réduite :** $B_r = (a - 0.02) (b - 0.02) = 48 \times 48 = 2304 \text{ cm}^2$

$$A = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.2\% b * h = \frac{0.2 \times 50 \times 50}{100} = 5 \text{ cm}^2 \\ 8(b + h)\% = \frac{8(50 + 50)}{100} = 8 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{1,35} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] = 0,82 \left[\frac{2304 \times 250}{1,35} + \frac{6,4 \times 4000}{1,15} \right] = 368120,579 \text{ Kg} = 361,20579 \text{ tf}$$

$$N_u = 114,371605425 \text{ t} < 361,20579 \text{ tf}$$

c) Poteau (60x60) :

À P'ELU :

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q = (1.35 \times 150,5095855) + (1.5 \times 15,580796) = 226,559134425 \text{ t}$$

À P'ELS :

$$N_s = N_G + N_Q = 150,5095855 + 15,580796 = 166,0903815 \text{ t}$$

- **Vérification de la stabilité de forme :**
- **Moment d'inertie :** $I = bh^3 / 12 = 60 \times 60^3 / 12 = 1080000 \text{ cm}^4$
- **La section :** $B = b \times h = 60 \times 60 = 3600 \text{ cm}^2$
- **Le rayon de giration :** $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{1080000}{3600}} = 17.32$
- **Longueur de flambement :**
 $l_f = 0.7 (l_0) = 0.7 (3.06 - 0.4) = 1,862 \text{ m} = 186.2 \text{ m}$

Chapitre III : Evaluation et décente de charge

➤ L'élanement du poteau $\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{186,2}{17,32} = 10,75$

➤ $\alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{10,75}{35}\right)^2} = 0,84$

➤ La surface réduite : $B_r = (a-0,02)(b-0,02) = 58 \times 58 = 3364 \text{ cm}^2$

➤ $A = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2\%b * h = \frac{0,2 \times 60 \times 60}{100} = 7,2 \text{ cm}^2 \\ 8(b+h)\% = \frac{8(60+60)}{100} = 9,60 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

➤ $N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_c \times 28}{1,35} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] = 0,84 \left[\frac{3364 \times 250}{1,35} + \frac{9,6 \times 4000}{1,15} \right] = 551337,58 \text{ kgf} = 551,337 \text{ Tf}$

$N_u = 226,559134425 \text{ t} < 551,337 \text{ Tf}$

2) Poteau centrale : (E2)

- Terrasse Plancher , 11,10 =

$S = 10,23 \text{ m}^2$

- Plancher 6, 7, 8,9

$S = 9,376021875 \text{ m}^2$

- Plancher Sous-sols, RDC, 1,2, 3, 4,5

$S = 10,23 \text{ m}^2$

Niveau	Section	Elément	$\sum G(T)$	$\sum Q(T)$
Sous le 12 ^{ème} étage	N_1	Acrotère : $0,28375 * 3,45 = 0,9789375$ Plancher terrasse : $0,571 * 10,115 = 5,775665$ Poutre Principale : $(0,3 * 0,4) * 3,45 * 2,5 = 1,035$ Poutre secondaire : $(0,3 * 0,4) * 2,5 * 3,4 = 1,02$	8,8096025	1,0115
	N_2	Venant de N_1 : 8,8096025 Poteau : $(0,4 * 0,4) * 2,5 * 3,06 = 1,224$	10,0336025	
	N_3	Venant de N_2 : 10,0336025 Plancher étage courante :	17,4900125	

Chapitre III : Evaluation et décente de charge

Sous le 11 ^{ème} étage		$0,534*10,115 = 5,40141$ <i>Poutre prin + poutre secon :</i> 2,055		2,52875
	N 4	<i>Venant de N₃ :</i> 17,5514225 <i>Poteau :</i> 1,224	18,7140125	
Sous le 10 ^{ème} étage	N₅	<i>Venant de N₄ :</i> 18,7140125 <i>EC +PP+PS =</i> 7,45641	26,1704225	3,894275
	N₆	<i>Venant de N₅ :</i> 26,1704225 <i>poteau :</i> 1,224	27,3944225	
Sous le 9 ^{ème} étage	N₇	<i>Venant de N₆ :</i> 27,3944225 <i>Plancher étage courante :</i> $0,534*9,376021875 =$ 5,00679568125 <i>Poutre Principale :</i> $(0,3*0,4) *3,4*2,5=1,02$ <i>Poutre secondaire :</i> $(0,3*0,4)*2,5*3,245= 0,9735$	34,39471818125	1,40640328125
	N₈	<i>Venant de N₇ :</i> 34,39471818125 <i>poteau :</i> $(0,5*0,5)*2,5*3,06=1,9125$	36,30721818125	5,008312953125
Sous le 8 ^{ème} étage	N₉	<i>Venant de N₈ :</i> 36,30721818125 <i>EC +PP+PS =</i> 7,00029568125	43,3075138625	5,981710578125
	N₁₀	<i>Venant de N₉ :</i> 43,3075138625 <i>poteau :</i> 1,9125	45,2200138625	
Sous le 7 ^{ème} étage	N₁₁	<i>Venant de N₁₀ :</i> 45,2200138625 <i>EC +PP+PS =</i> 7,00029568125	52,22030954375	6,814467875
	N₁₂	<i>Venant de N₁₁ :</i> 52,22030954375 <i>poteau :</i> 1,9125	54,13280954375	
Sous le 6 ^{ème} étage	N₁₃	<i>Venant de N₁₂ :</i> 54,13280954375	61,133105225	7,50658484375

Chapitre III : Evaluation et décente de charge

		$EC + PP + PS =$ 7,00029568125		
	N_{14}	Venant de N_{13} : 61,321590225 poteau : 1,9125	63,234090225	
Sous le 5 ^{ème} étage	N_{15}	Venant de N_{14} : 63,234090225 Plancher étage courante : $0,534 * 10,23 = 5,46282$ Poutre Principale : $(0,3 * 0,4) * 3,3 * 2,5 = 0,99$ Poutre secondaire : $(0,3 * 0,4) * 2,5 * 3,1 = 0,93$	70,428425225	1,5345
	N_{16}	Venant de N_{15} : 70,428425225 poteau : $(0,6 * 0,6) * 2,5 * 3,06 = 2,0754$	72,503825225	8,24967531875
Sous le 4 ^{ème} étage	N_{17}	Venant de N_{16} : 72,503825225 $EC + PP + PS =$ 7,38282	79,886645225	9,10458805625
	N_{18}	Venant de N_{17} : 79,886645225 poteau : 2,0754	81,962045225	
Sous le 3 ^{ème} étage	N_{19}	Venant de N_{18} : 81,962045225 $EC + PP + PS =$ 7,38282	89,344865225	9,89812079375
	N_{20}	Venant de N_{19} : 89,344865225 poteau : 2,0754	91,420265225	
Sous le 2 ^{ème} étage	N_{21}	Venant de N_{20} : 91,420265225 $EC + PP + PS =$ 7,38282	98,803085225	10,63027353125
	N_{22}	Venant de N_{21} : 98,803085225 poteau : 2,0754	100,878485225	
	N_{23}	Venant de N_{22} : 100,878485225 $EC + PP + PS =$	108,261305225	

Chapitre III : Evaluation et décente de charge

Sous le 1 ^{ème} étage		7,38282		11,30104626875
	N_{24}	Venant de N_{23} : 108,261305225 poteau : 2,0754	110,336705225	
RDC	N_{25}	Venant de N_{24} : 110,336705225 EC + PP + PS = 7,38282	117,719525225	12,0891101375
	N_{26}	Venant de N_{23} : 117,719525225 poteau : $0,6*0,6*2,5*4,25=3,825$	121,544525225	
Sous sols	N_{27}	Venant de N_{24} : 121,544525225 EC + PP + PS = 7,38282	128,927345225	12,84648400625
	N_{28}	Venant de N_{23} : 128,927345225 poteau : 2,0754	131,002745225	

Tableau III-11 : Descente des charges de poteau centrale(E2)

III.3.3-Combinaisons des charges :

a) Poteau (40x40) :

- À l'ELU :

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = (1.35*27,3944225) + (1.5*3,894275) = 42,823882875t$$

- À l'ELS :

$$N_s = N_G + N_Q = 27,3944225 + 3,894275 =$$

$$N_s = 31,2886975t$$

- **Vérification de la stabilité de forme :**
- **Moment d'inertie :** $I = bh^3 / 12 = 40 \times 40^3 / 12 = 213333.33 \text{ cm}^4$
- **La section :** $B = b \times h = 40 \times 40 = 1600 \text{ cm}$

Chapitre III : Evaluation et décente de charge

➤ Le rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{213333.33}{1600}} = 11.54$

➤ Longueur de flambement :

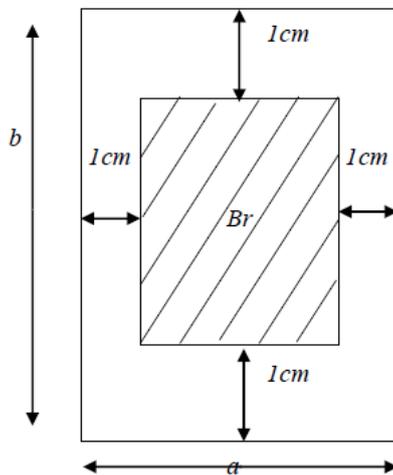
$$l_f = 0.7 (l_0) = 0.7 (3.06 - 0.4) = 1.862 \text{ m} = 186.2 \text{ m}$$

➤ L'élanement du poteau $\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{186.2}{11.54} = 16.13$

➤ $\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{16.13}{35}\right)^2} = 1.04$

➤ La surface réduite :

$$B_r = (a - 0.02) (b - 0.02) = 38 \times 38 = 1444 \text{ cm}^2$$



$$A = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.2\% b * h = \frac{0.2 \times 40 \times 40}{100} = 3.2 \text{ cm}^2 \\ 8(b + h)\% = \frac{8(40 + 40)}{100} = 6.4 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_c}{1.35} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] = 1.04 \left[\frac{1444 \times 250}{1.35} + \frac{6.4 \times 4000}{1.15} \right] =$$

$$301255.008 \text{ kgf} = 301,1255008 \text{ tf}$$

$$N_u = 42,823882875 \text{ tf} < 301,1255008 \text{ tf}$$

b) Poteau (50x50):

À l'ELU :

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q = (1.35 \times 63,234090225) + (1.5 \times 7,50658484375) = 96,625899069375 \text{ t}$$

À l'ELS :

$$N_s = N_G + N_Q = 63,234090225 + 7,50658484375 = 70,74067506875 \text{ t}$$

Chapitre III : Evaluation et décente de charge

- **Vérification de la stabilité de forme :**
- **Moment d'inertie :** $I=bh^3 /12=50 \times 50^3 /12=520833.33 \text{ cm}^4$
- **La section :** $B=b \times h =50 \times 50=2500 \text{ cm}^2$
- **Le rayon de giration :** $i=\sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{520833.33}{2500}}= 14.43$
- **Longueur de flambement :**
 $l_f=0.7 (l_0)=0.7 (3.06-0.4)=1,862 \text{ m}=186.2 \text{ m}$
- **L'élanement du poteau** $\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{186.2}{14.43}=12,90$
- $\alpha = \frac{0.85}{1+0.2(\frac{\lambda}{35})^2} = \frac{0.85}{1+0.2(\frac{12,90}{35})^2}=0,82$
- **La surface réduite :** $B_r=(a-0.02) (b-0.02)=48 \times 48=2304 \text{ cm}^2$
- $A=\max \left\{ \begin{array}{l} 0.2\%b * h = \frac{0.2 \times 50 \times 50}{100} = 5 \text{ cm}^2 \\ 8(b + h)\% = \frac{8(50+50)}{100} = 8 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

$$Nu \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_c 28}{1,35} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] = 0,82 \left[\frac{2304 \times 250}{1,35} + \frac{6,4 \times 4000}{1,15} \right] =$$
$$368120,579 \text{ Kg} = 361,20579 \text{ tf}$$

$$Nu=96,625899069375 \text{ t} < 361,20579 \text{ tf}$$

c) Poteau (60x60) :

À l'ELU :

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q = (1.35 \times 131,002745225) + (1.5 \times 12,84648400625) =$$
$$196,123432063125 \text{ t}$$

À l'ELS :

$$N_s = N_G + N_Q = 131,002745225 + 12,84648400625 = 143,84922923125 \text{ t}$$

- **Vérification de la stabilité de forme :**
- **Moment d'inertie :** $I=bh^3 /12= 60 \times 60^3 /12=1080000 \text{ cm}^4$
- **La section :** $B=b \times h= 60 \times 60=3600 \text{ cm}^2$
- **Le rayon de giration :** $i=\sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{1080000}{3600}}= 17.32$
- **Longueur de flambement :**

Chapitre III : Evaluation et décente de charge

$$l_f = 0.7 (l_0) = 0.7 (3.06 - 0.4) = 1.862 \text{ m} = 186.2 \text{ m}$$

➤ L'élanement du poteau $\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{186.2}{17.32} = 10.75$

➤ $\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{10.75}{35}\right)^2} = 0.84$

➤ La surface réduite : $B_r = (a - 0.02) (b - 0.02) = 58 \times 58 = 3364 \text{ cm}^2$

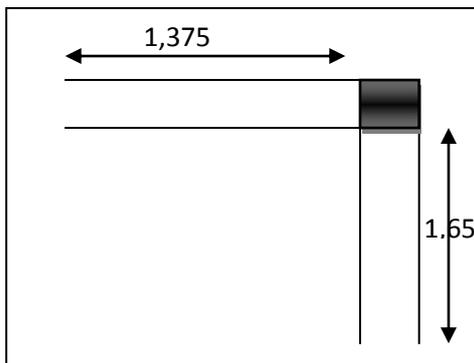
➤ $A = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.2\% b * h = \frac{0.2 \times 60 \times 60}{100} = 7.2 \text{ cm}^2 \\ 8(b + h)\% = \frac{8(60 + 60)}{100} = 9.60 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

➤ $N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_c \times 28}{1.35} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] = 0.84 \left[\frac{3364 \times 250}{1.35} + \frac{9.6 \times 4000}{1.15} \right] = 551337.58 \text{ kgf} = 551.337 \text{ Tf}$

$$N_u = 196,123432063125 \text{ t} < 551,337 \text{ Tf}$$

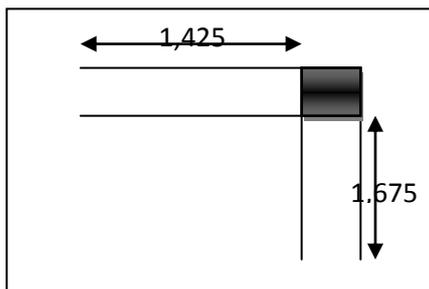
3) Poteau d'angle :

- Ss /RDC/1/1/2/3/4/5 (H1)



$$S = 2.26875 \text{ m}^2$$

- Plancher 6,7,8,9 =(H1)



$$S = 2.386875 \text{ m}^2$$

Chapitre III : Evaluation et décente de charge

- Plancher 10 ,11,12=(H1)



$$S=2,5075m^2$$

Niveau	Section	Elément	$\sum G(T)$	$\sum Q(T)$
Sous le 12 ème étage	N_1	Acrotère : $0,28375 * 1,27 = 0,3603625$ Plancher terrasse : $0,571 * 2,5075 = 1,4317825$ Poutre Principale $(0,3 * 0,4) * 1,7 * 2,5 = 0,51$ Poutre secondaire : $(0,3 * 0,4) * 2,5 * 1,475 = 0,4425$	2,744645	0,25075
	N_2	Venant de N_1 : 2,744645 Poteau : $(0,4 * 0,4) * 2,5 * 3,06 = 1,224$	3,968645	
Sous le 11 ème étage	N_3	Venant de N_2 : 3,968645 Plancher étage courante : $0,534 * 2,5075 = 1,339005$ Poutre prin + poutre secon : 0,9525	6,26015	0,626875
	N_4	Venant de N_3 : 6,26015 Poteau : 1,224	7,48415	
	N_5	Venant de N_4 : 7,48415 EC + PP + PS =		

Chapitre III : Evaluation et décente de charge

Sous le 10 ème étage		2,291505	9,775655	0,9653875
	<i>N₆</i>	<i>Venant de N₅ : 9,775655</i> <i>poteau : 1,224,</i>	10,999655	
Sous le 9 ème étage	<i>N₇</i>	<i>Venant de N₆ : 10,47334375</i> <i>Plancher étage courante :</i> <i>0,534*2,386875= 1,27459125</i> <i>Poutre Principale :</i> <i>(0.3x0.4)</i> <i>x1,675x2.5=0,5025</i> <i>Poutre secondaire :</i> <i>(0,3*0,4)*2,5*1,425 = 0,4275</i>	13,20424625	1,250003125
	<i>N₈</i>	<i>Venant de N₇ : 13,20424625</i> <i>poteau :</i> <i>(0,5*0,5)*2,5*3,06=1,9125</i>	15,11674625	
Sous le 8 ème étage	<i>N₉</i>	<i>Venant de N₈ : 15,11674625</i> <i>EC +PP+PS =</i> <i>2,20459125</i>	17,3213375	1,498815625
	<i>N₁₀</i>	<i>Venant de N₉ : 17,3213375</i> <i>poteau : 1,9125</i>	19,2338375	
Sous le 7 ème étage	<i>N₁₁</i>	<i>Venant de N₁₀ : 19,2338375</i> <i>EC +PP+PS =</i> <i>2,20459125</i>	21,43842875	1,711825
	<i>N₁₂</i>	<i>Venant de N₁₁ : 21,43842875</i> <i>poteau : 1,9125</i>	23,35092875	

Chapitre III : Evaluation et décente de charge

Sous le 6 ^{ème} étage	N_{13}	Venant de N_{12} : 23,35092875 $EC + PP + PS =$ 2,20459125	25,55552	2,5155859375
	N_{14}	Venant de N_{13} : 25,55552 poteau : 1,9125	27,46802	
Sous le 5 ^{ème} étage	N_{15}	Venant de N_{14} : 27,46802 Plancher étage courante : $0,534 * 2,26875 = 1,2115125$ Poutre Principale : $(0,3 * 0,4) * 1,65 * 2,5 = 0,495$ Poutre secondaire : $(0,3 * 0,4) * 2,5 * 1,375 = 0,4125$	29,5870325	2,6364165625
	N_{16}	Venant de N_{15} : 29,5870325 poteau : $(0,6 * 0,6) * 2,5 * 3,06 = 2,0754$	31,6624325	
Sous le 4 ^{ème} étage	N_{17}	Venant de N_{16} : 31,6624325 $EC + PP + PS =$ 2,1190125	33,781445	2,8040303125
	N_{18}	Venant de N_{17} : 33,781445 poteau : 2,0754	35,856845	
Sous le 3 ^{ème} étage	N_{19}	Venant de N_{18} : 35,856845 $EC + PP + PS =$ 2,1190125	37,9758575	2,9580315625
	N_{20}	Venant de N_{19} : 37,9758575 poteau : 2,0754	40,0512575	
	N_{21}	Venant de N_{20} : 40,0512575 $EC + PP + PS =$ 2,1190125	42,17027	3,0984203125

Chapitre III : Evaluation et décente de charge

Sous le 2 ^{ème} étage	N_{22}	Venant de $N_{21} : 42,17027$ poteau : 2,0754	44,24567	
Sous le 1 ^{ème} étage	N_{23}	Venant de $N_{22} : 44,24567$ $EC + PP + PS =$ 2,1190125	46,3646825	3,2251965625
	N_{24}	Venant de $N_{23} : 46,3646825$ poteau : 2,0754	48,4400825	
RDC	N_{25}	Venant de $N_{24} 48,4400825$ $EC + PP + PS =$ 2,1190125	50,559095	3,645726875
	N_{26}	Venant de $N_{25} : 50,559095$ poteau : $0,6*0,6*2,5*4,25=3,825$	54,384095	
Sous-sols	N_{27}	Venant de $N_{26} : 54,384095$ $EC + PP + PS =$ 2,1190125	56,5031075	3,8027009375
	N_{28}	Venant de $N_{27} : 56,5031075$ poteau : 2,0754	58,5785075	

Tableau III-12 : Descente des charges de poteau d'angle

III.3.4 Combinaisons des charges :

a) Poteau (40x40) :

- À l'ELU :

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = (1.35 * 10,999655) + (1.5 * 0,9653875) = 16,261803t$$

Chapitre III : Evaluation et décente de charge

$$N_u = 16,2976155 \text{ tf}$$

- À l'ELS :

$$N_s = N_G + N_Q = 10,999655 + 0,9653875 = 11,9650425 \text{ tf}$$

Vérification de la stabilité de forme :

- **Moment d'inertie :** $I = bh^3 / 12 = 40 \times 40^3 / 12 = 213333.33 \text{ cm}^4$
- **La section :** $B = b \times h = 40 \times 40 = 1600 \text{ cm}^2$
- **Le rayon de giration :** $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{213333.33}{1600}} = 11.54$

➤ **Longueur de flambement :**

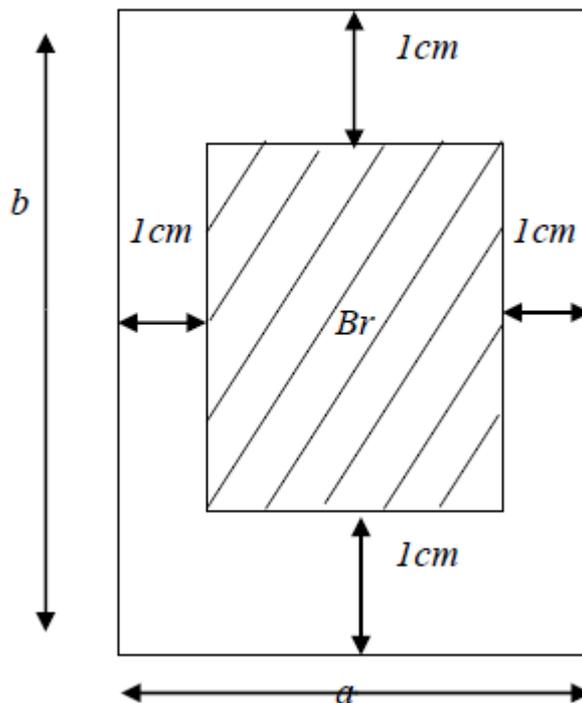
$$l_f = 0.7 (l_0) = 0.7 (3.06 - 0.4) = 1,862 \text{ m} = 186.2 \text{ cm}$$

➤ **L'élanement du poteau** $\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{186.2}{11.54} = 16,13$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{16,13}{35}\right)^2} = 1,04$$

➤ **La surface réduite :**

$$B_r = (a - 0.02) (b - 0.02) = 38 \times 38 = 1444 \text{ cm}^2$$



$$A = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.2\% b * h = \frac{0.2 \times 40 \times 40}{100} = 3.2 \text{ cm}^2 \\ 8(b + h)\% = \frac{8(40 + 40)}{100} = 6.4 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Chapitre III : Evaluation et décente de charge

$$Nu \leq \alpha \left[\frac{Br \times fc28}{1,35} + \frac{As \times fe}{\gamma_s} \right] = 1,04 \left[\frac{1444 \times 250}{1,35} + \frac{6,4 \times 4000}{1,15} \right] =$$

$$301255,008 \text{kgf} = 301,1255008 \text{tf}$$

$$Nu = 16,2976155 \text{tf} < 301,1255008 \text{tf}$$

b) Poteau (50x50) :

À l'ELU :

$$Nu = 1.35N_G + 1.5N_Q = (1.35 \times 27,46802) + (1.5 \times 2,5155859375) = 40,85520590625 \text{Tf}$$

À l'ELS :

$$N_s = N_G + N_Q = 27,46802 + 2,5155859375 = 29,9836059375 \text{tf}$$

➤ **Vérification de la stabilité de forme :**

➤ **Moment d'inertie :** $I = bh^3 / 12 = 50 \times 50^3 / 12 = 520833.33 \text{ cm}^4$

➤ **La section :** $B = b \times h = 50 \times 50 = 2500 \text{ cm}^2$

➤ **Le rayon de giration :** $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{520833.33}{2500}} = 14.43$

➤ **Longueur de flambement :**

$$l_f = 0.7 (l_0) = 0.7 (3.06 - 0.4) = 1,862 \text{ m} = 186.2 \text{ m}$$

➤ **L'élanement du poteau** $\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{186.2}{14.43} = 12,90$

➤ $\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{12,90}{35}\right)^2} = 0,82$

➤ **La surface réduite :** $B_r = (a - 0.02) (b - 0.02) = 48 \times 48 = 2304 \text{ cm}^2$

➤ $A = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.2\% b * h = \frac{0.2 \times 50 \times 50}{100} = 5 \text{ cm}^2 \\ 8(b + h)\% = \frac{8(50 + 50)}{100} = 8 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

$$Nu \leq \alpha \left[\frac{Br \times fc28}{1,35} + \frac{As \times fe}{\gamma_s} \right] = 0,82 \left[\frac{2304 \times 250}{1,35} + \frac{6,4 \times 4000}{1,15} \right] =$$

$$368120,579 \text{Kgf} = 361,20579 \text{tf}$$

$$Nu = 40,85520590625 \text{Tf} < 361,20579 \text{tf}$$

c) Poteau (60x60) :

À l'ELU :

$$Nu = 1.35N_G + 1.5N_Q = (1.35 \times 58,5785075) + (1.5 \times 3,8027009375) =$$

$$84,78503653125 \text{tf}$$

Chapitre III : Evaluation et décente de charge

À l'ELS :

$$N_s = N_G + N_Q = 58,5785075 + 3,8027009375 = 62,3812084375 \text{ tf}$$

➤ **Vérification de la stabilité de forme :**

➤ **Moment d'inertie :** $I = bh^3 / 12 = 60 \times 60^3 / 12 = 1080000 \text{ cm}^4$

➤ **La section :** $B = b \times h = 60 \times 60 = 3600 \text{ cm}^2$

➤ **Le rayon de giration :** $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{1080000}{3600}} = 17.32$

➤ **Longueur de flambement :**

$$l_f = 0.7 (l_0) = 0.7 (3.06 - 0.4) = 1,862 \text{ m} = 186.2 \text{ m}$$

➤ **L'élanement du poteau** $\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{186.2}{17.32} = 10,75$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{10.75}{35}\right)^2} = 0,84$$

➤ **La surface réduite :** $B_r = (a - 0.02) (b - 0.02) = 58 \times 58 = 3364 \text{ cm}^2$

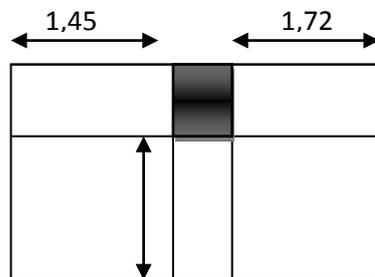
$$A = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.2\% b * h = \frac{0.2 \times 60 \times 60}{100} = 7,2 \text{ cm}^2 \\ 8(b + h)\% = \frac{8(60 + 60)}{100} = 9,60 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$Nu \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_c 28}{1,35} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] = 0,84 \left[\frac{3364 \times 250}{1,35} + \frac{9,6 \times 4000}{1,15} \right] = 551337,58 \text{ kgf} = 551,337 \text{ Tf}$$

$$N_u = 84,78503653125 \text{ tf} < 551,337 \text{ Tf}$$

4) Poteau de Rive :

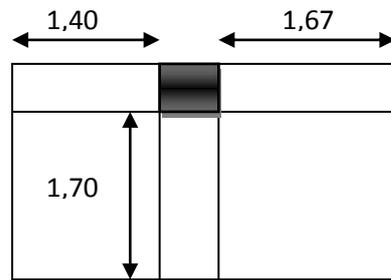
➤ Terrasse Plancher , 11,10 = (C1)



$$S = 5,547 \text{ m}^2$$

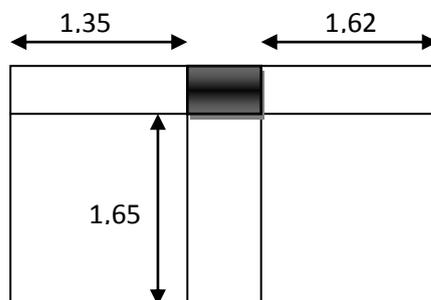
Chapitre III : Evaluation et décente de charge

➤ Plancher 6,7,8,9=



$$S=5,219\text{m}^2$$

➤ Plancher 1,2,3,4,5 (60*60)=



$$S=4,9005\text{m}^2$$

Niveau	Section	Elément	$\sum G(T)$	$\sum Q(T)$
Sous le 12 ^{ème} étage	N_1	Acrotère : $0.2837 * 3.57 = 1.01$ Plancher terrasse : $0.571 * 5.547 = 3.1673$ Poutre Principal : $(0.3*0.4*2.5)1.75 = 0.525$ Poutre secondaire : $(0.3*0.4*2.5)* 3.57 = 1.071$	5.7733	0.5547
	N_2	Venant de N_1 : 5.7733 Poteau : $(0,4*0,4)*2,5* 3,06 = 1,224$	6.9973	
Sous le 11 ^{ème} étage	N_3	Venant de N_2 : 6.9973 Plancher étage courante : $5.547*0.534= 2.962$ Poutre prin + poutre secon : $0.525 + 1.071 = 1.596$	11.5553	1.38675

Chapitre III : Evaluation et décente de charge

	N 4	Venant de N_3 : 11.5553 Poteau : 1,224	12.7793	
Sous le 10 ^{ème} étage	N₅	Venant de N_4 : 12.7793 $EC + PP + PS = 4.558$	17.3373	2.135595
	N₆	Venant de N_5 : 17.3373 poteau : 1,224	18.5613	
Sous le 9 ^{ème} étage	N₇	Venant de N_6 : 18.5613 Plancher étage courante: $0.534 * 5.219 = 2.786$ Poutre Principal : $(0.3*0.4*2.5)1.70 = 0.51$ Poutre secondair : $(0.3*0.4*2.5)* 3.57 = 1.071$	22.9283	2.801235
	N₈	Venant de N_7 : 22.9283 poteau : $(0,5*0,5)*2,5*3,06=1,9125$	24.8408	
Sous le 8 ^{ème} étage	N₉	Venant de N_8 : 24.8408 $EC + PP + PS = 4.367$	29.2078	3.18359
	N₁₀	Venant de N_9 : 29.2078 poteau : 1,9125	31.1203	
Sous le 7 ^{ème} étage	N₁₁	Venant de N_{10} : 31.1203 $EC + PP + PS = 4.367$	35.4873	3.4575587
	N₁₂	Venant de N_{11} : 35.4873 poteau : 1,9125	37.3998	

Chapitre III : Evaluation et décente de charge

Sous le 6 ^{ème} étage	N_{13}	Venant de N_{12} : 37.3998 $EC + PP + PS = 4.367$	41.7668	3.6533
	N_{14}	Venant de N_{13} : 41.7668 poteau : 1,9125	43.6793	
Sous le 5 ^{ème} étage	N_{15}	Venant de N_{14} : 43.6793 Plancher étage courante: $0.534 * 4.9005 = 2.616$ Poutre Principal : $(0.3*0.4*2.5)1.65 = 0.495$ Poutre secondair : $(0.3*0.4*2.5)* 3.57 = 1.071$	47.8613	4.044725
	N_{16}	Venant de N_{15} : 47.8613 poteau : $(0,6*0,6)*2,5*3,06=2,0754$	49.9367	
Sous le 4 ^{ème} étage	N_{17}	Venant de N_{16} : 49.9367 $EC + PP + PS = 4.182$	54.1187	4.1433727 5
	N_{18}	Venant de N_{17} : 54.1187 poteau : 2,0754	56.1941	
Sous le 3 ^{ème} étage	N_{19}	Venant de N_{18} : 56.1941 $EC + PP + PS = 4.182$	60.3761	4.547664
	N_{20}	Venant de N_{19} : 60.3761 poteau : 2,0754	62.4515	
Sous le 2 ^{ème} étage	N_{21}	Venant de N_{20} : 62.4515 $EC + PP + PS = 4.182$	66.6335	4.922552
	N_{22}	Venant de N_{21} : 66.6335 poteau : 2,0754	68.7089	

Chapitre III : Evaluation et décente de charge

Sous le 1 ^{ème} étage	N_{23}	Venant de N_{22} : 68.7089 $EC + PP + PS = 4.182$	72.8909	5.268037
	N_{24}	Venant de N_{23} : 72.8909 poteau : 2,0754	74.9663	
RDC	N_{25}	Venant de N_{24} 74.9663 $EC + PP + PS = 4.182$	79.1483	5.584119
	N_{26}	Venant de N_{25} : 79.1483 poteau : $0,6 * 0,6 * 2,5 * 4,25 = 3,825$	82.9733	
Sous-sols	N_{27}	Venant de N_{26} : 82.9733 $EC + PP + PS = 4.182$	87.1553	5.959008
	N_{28}	Venant de N_{27} : 87.1553 poteau : 2,0754	89.2307	

Tableau III-13 : Descente des charges de poteau de rive

III.3.5-Combinaisons des charges :

a) Poteau (40x40) :

- À l'ELU :

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = (1.35 * 18.5613) + (1.5 * 2.135595) =$$

$$N_u = 28,2611475 \text{ tf}$$

- À l'ELS :

$$N_s = N_G + N_Q = 18.5613 + 2.135595 = 20,696895 \text{ tf}$$

Chapitre III : Evaluation et décente de charge

Vérification de la stabilité de forme :

- **Moment d'inertie :** $I = bh^3 / 12 = 40 \times 40^3 / 12 = 213333.33 \text{ cm}^4$
- **La section :** $B = b \times h = 40 \times 40 = 1600 \text{ cm}^2$

➤ **Le rayon de giration :** $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{213333.33}{1600}} = 11.54$

➤ **Longueur de flambement :**

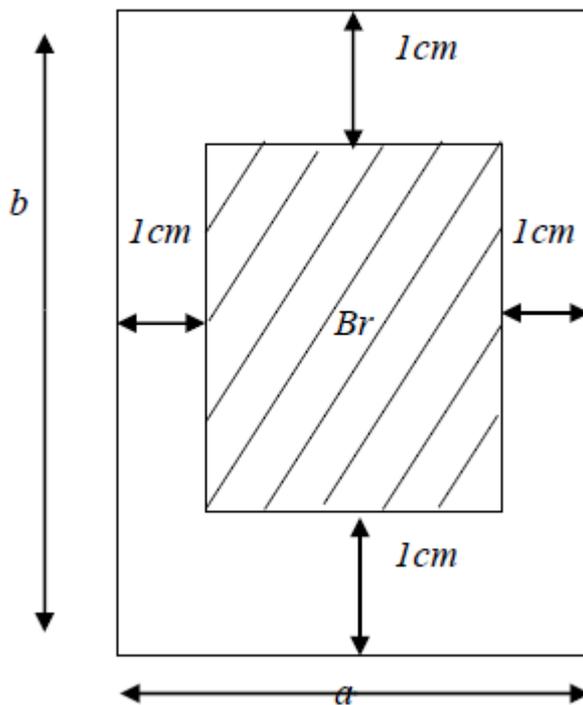
$$l_f = 0.7 (l_0) = 0.7 (3.06 - 0.4) = 1.862 \text{ m} = 186.2 \text{ cm}$$

➤ **L'élancement du poteau** $\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{186.2}{11.54} = 16.13$

➤ $\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{16.13}{35}\right)^2} = 1.04$

➤ **La surface réduite :**

$$B_r = (a - 0.02) (b - 0.02) = 38 \times 38 = 1444 \text{ cm}^2$$



$$A = \max \left\{ \begin{aligned} &0.2\% b * h = \frac{0.2 \times 40 \times 40}{100} = 3.2 \text{ cm}^2 \\ &8(b + h)\% = \frac{8(40 + 40)}{100} = 6.4 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right.$$

$$Nu \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_c \times 28}{1.35} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] = 1.04 \left[\frac{1444 \times 250}{1.35} + \frac{6.4 \times 4000}{1.15} \right] =$$

$$301255,008 \text{ kgf} = 301,1255008 \text{ tf}$$

$$N_u = 28,2611475 \text{ tf} < 301,1255008 \text{ tf}$$

Chapitre III : Evaluation et décente de charge

b) Poteau (50x50) :

À l'ELU :

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = (1.35 * 47,8613) + (1.5 * 4,044725) = 70,6798425 \text{ Tf}$$

À l'ELS :

$$N_s = N_G + N_Q = 47,8613 + 4,044725 = 51,906025 \text{ tf}$$

➤ **Vérification de la stabilité de forme :**

➤ **Moment d'inertie :** $I = bh^3 / 12 = 50 \times 50^3 / 12 = 520833.33 \text{ cm}^4$

➤ **La section :** $B = b * h = 50 \times 50 = 2500 \text{ cm}^2$

➤ **Le rayon de giration :** $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{520833.33}{2500}} = 14.43$

➤ **Longueur de flambement :**

$$l_f = 0.7 (l_0) = 0.7 (3.06 - 0.4) = 1,862 \text{ m} = 186.2 \text{ m}$$

➤ **L'élancement du poteau** $\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{186.2}{14.43} = 12,90$

➤ $\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{12,90}{35}\right)^2} = 0,82$

➤ **La surface réduite :** $B_r = (a - 0.02) (b - 0.02) = 48 \times 48 = 2304 \text{ cm}^2$

➤ $A = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.2\% b * h = \frac{0.2 \times 50 \times 50}{100} = 5 \text{ cm}^2 \\ 8(b + h)\% = \frac{8(50 + 50)}{100} = 8 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_c}{1,35} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] = 0,82 \left[\frac{2304 \times 250}{1,35} + \frac{6,4 \times 4000}{1,15} \right] =$$

$$368120,579 \text{ Kg} = 361,20579 \text{ tf}$$

$$N_u = 70,6798425 \text{ Tf} < 361,20579 \text{ tf}$$

c) Poteau (60x60) :

À l'ELU :

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = (1.35 * 89.2307) + (1.5 * 5.959008) =$$

$$129,399957 \text{ tf}$$

À l'ELS :

$$N_s = N_G + N_Q = 89.2307 + 5.959008 = 95,189708 \text{ tf}$$

➤ **Vérification de la stabilité de forme :**

➤ **Moment d'inertie :** $I = bh^3 / 12 = 60 \times 60^3 / 12 = 1080000 \text{ cm}^4$

Chapitre III : Evaluation et décente de charge

- La section : $B=b*h= 60x60=3600\text{cm}^2$
- Le rayon de giration : $i=\sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{1080000}{3600}}= 17.32$
- Longueur de flambement :
 $l_f=0.7 (l_0)=0.7 (3.06-0.4)=1,862 \text{ m}=186.2\text{m}$
- L'élancement du poteau $\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{186.2}{17.32}=10,75$
- $\alpha = \frac{0.85}{1+0.2(\frac{\lambda}{35})^2} = \frac{0.85}{1+0.2(\frac{10.75}{35})^2}=0,84$
- La surface réduite : $B_r = (a-0.02) (b-0.02)= 58x58=3364\text{cm}^2$
- $A=\max \left\{ \begin{array}{l} 0.2\%b * h = \frac{0.2x60x60}{100} = 7,2\text{cm}^2 \\ 8(b + h)\% = \frac{8(60+60)}{100} = 9,60\text{cm}^2 \end{array} \right.$
- $Nu \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_c 28}{1,35} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] = 0,84 \left[\frac{3364 \times 250}{1,35} + \frac{9,6 \times 4000}{1,15} \right] = 551337,58 \text{ kgf} = 551,337\text{Tf}$

$N_u 129,399957\text{tf} < 551,337\text{Tf}$

III.4.Conclusion :

On a trouvé que le dimensionnement des poteaux n'est pas apte à reprendre les charges verticales qu'aboutit à augmenter la section du béton de poteau de RDC à **60*60 cm²** et la section du béton de poteau d'étage courante à **(50*50)et (40*40) cm²**

✚ Tableau récapitulatif des dimensions des poteaux utilisés :

NIVEAU	DIMENSIONS
SS/RDC/ jusqu'à 5 ^{ème} étage	(60x60) cm ²
6 ^{ème} étage jusqu'à 9 ^{ème} étage	(50x50) cm ²
10 ^{ème} étage jusqu'à 12 ^{ème} étage	(40*40) cm ²

Tableau III-14: Les dimensions des poteaux utilisés



Chapitre IV

Etude des éléments secondaires

IV. ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

IV.1. CALCUL DE L'ESCALIER

L'escalier est une suite régulière de plans horizontaux permettant dépasser d'un Niveau à un autre d'une construction, on appelle marche la partie horizontale des gradins Constituants l'escalier et contre marche la partie verticale de ces gradins.

Le calcul se fait sur une section rectangulaire (paillasse) ;

IV.1.1. Calcul des sollicitations : pour une bonde de 1m de largeur

	G	Q	$q_u=1,35G+1,5Q$	$q_s=G+Q$
PALLIASSE	0,8085(t/m)	Q = 0,250(t/m)	1,4664(t/m)	1,0585(t/m)
PALIER	0,511 (t/m)	Q = 0,250 (t/m)	1,06485(t/m)	0,761(t/m)

Tableau IV-1 : Chargements sur l'escalier.

➤ Type 1 : escalier sous sols –RDC (1 volée)

A) ELU :

A-1) Calcul des réactions d'appuis :

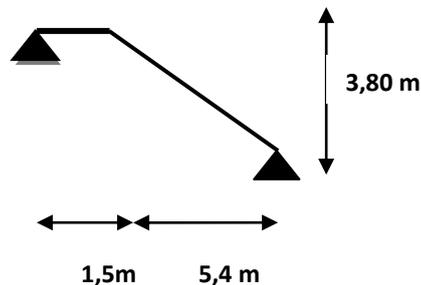


Figure IV.1 : Schéma statique de l'escalier à 1 volée

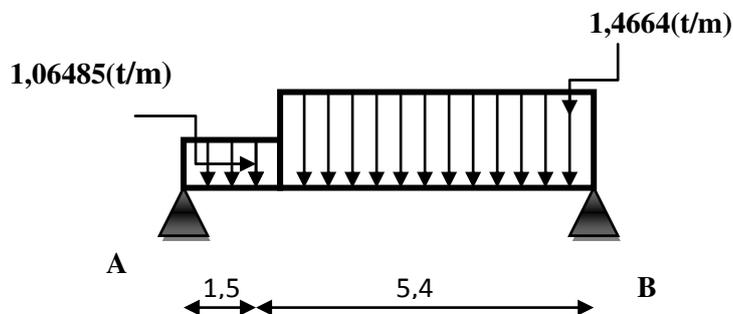


Figure IV.2 : Schéma statique de l'escalier à ELU

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

La poutre est isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les efforts tranchants et les moments fléchissant.

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 1,0648 \times 1,5 + 1,4664 \times 5,4$$

$$R_A + R_B = 9,51 \text{ t}$$

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow -\left(1,0648 \times 1,5 \frac{1,5}{2}\right) - (1,4664 \times 5,4) \left(\frac{5,4}{2} + 1,5\right) + R_B \times 6,9 = 0$$

$$R_B = 4,99 \text{ t}$$

$$R_A = 4,52 \text{ t}$$

A-2) Calcul des efforts internes :

➤ **1^{er} tronçon** : $0 \leq x \leq 1,5 \text{ m}$

- $M(x) = 4,52 x - 1,0648 \frac{x^2}{2}$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ t.m} \\ M(1,5) = 5,56 \text{ t.m} \end{cases}$$

- $T_Y x = 4,52 - 1,0648 x$
 $\begin{cases} T_Y(0) = 4,52 \text{ t} \\ T_Y(1,5) = 2,92 \text{ t} \end{cases}$

➤ **2^{ème} tronçon** : $0 \leq x \leq 5,4 \text{ m}$

- $M(x) = 4,99 x - 1,4664 \frac{x^2}{2}$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ t.m} \\ M(5,4) = 5,56 \text{ t.m} \end{cases}$$

- $T_Y x = 4,99 - 1,4664 x$
 $\begin{cases} T_Y(0) = 4,99 \text{ t} \\ T_Y(5,4) = -2,92 \text{ t} \end{cases}$

B) ELS :

B-1) Calcul des réactions d'appuis :

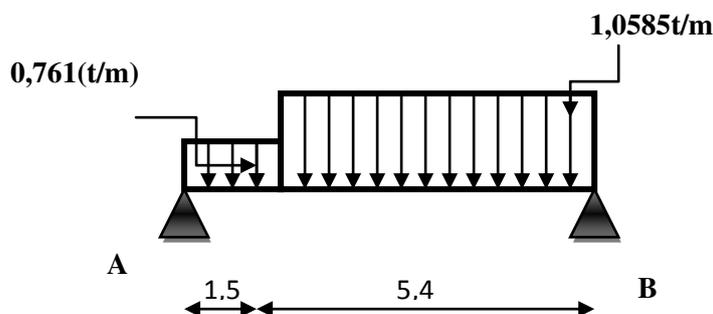


Figure IV.3 : Schéma statique de l'escalier à ELS

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 0,761 \times 1,5 + 1,0585 \times 5,4$$

$$R_A + R_B = 6,8574 \text{ t}$$

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow -\left(0,761 \times 1,5 \frac{1,5}{2}\right) - (1,0585 \times 5,4) \left(\frac{5,4}{2} + 1,5\right) + R_B \times 6,9 = 0$$

$$R_B = 3,60 \text{ t}$$

$$R_A = 3,25 \text{ t}$$

B-2) Calcul des efforts internes :

➤ **1^{er} tronçon** : $0 \leq x \leq 1,5 \text{ m}$

- $M(x) = 3,25 x - 0,761 \frac{x^2}{2}$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ t.m} \\ M(1,5) = 4,01 \text{ t.m} \end{cases}$$

- $T_Y x = 3,25 - 0,761 x$
 $\begin{cases} T_Y(0) = 3,25 \text{ t} \\ T_Y(1,5) = 2,10 \text{ t} \end{cases}$

➤ **2^{ème} tronçon** : $0 \leq x \leq 5,4 \text{ m}$

- $M(x) = 3,60 x - 1,0585 \frac{x^2}{2}$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ t.m} \\ M(5,4) = 4,01 \text{ t.m} \end{cases}$$

- $T_Y x = 3,60 - 1,0585 x$
 $\begin{cases} T_Y(0) = 3,60 \text{ t} \\ T_Y(5,4) = -2,10 \text{ t} \end{cases}$

Si on considère la volée comme une dalle Donc d'après leBAEL91, On admet les moments suivant :

– Moment sur appui $M^a = 0.3M_{max}$

– Moment en travée $M^t = 0.85M_{max}$

	$M_{max} \text{ (t.m)}$	$M_t \text{ (t.m)}$	$M_a \text{ (t.m)}$
E.L.U	7,34	6,239	2,202
E.L.S	6,12	5,202	1,863

Tableau IV-1 : les moments sur l'escalier type 1.

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

IV. 2. Ferrailage de type 1 :

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre de largeur en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU. Et la vérification se fera à l'ELS.

➤ Ferrailage à E.L.U :

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)
Tel que : b=100cm ; h=15cm

A) En travée : Mt =6,239 t .m

Les données :

b=100cm ; h=15cm ; d=13.50cm

$\sigma_s = 348 \text{MPa}$, $\sigma_b = 14,17 \text{MPa}$

Enrobages des armatures c=c'=2cm

Béton: $f_{c28} = 25 \text{MPa}$

Acier: FeE400

$$\sigma_b = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6,239 \times 10^4 (N, m)}{1 \times (0,135)^2 \times 14.17 \times 10^6} = 0.24$$

$$\mu_{bu} = 0.24 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

➔ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A'_s = 0$).

$$\varepsilon_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,35$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 11,61 \text{cm}$$

$$A_{St} = \frac{M_u}{z \times \sigma_s} = \frac{6,239 \times 10^6}{348 \times 10^2 \times 11,61} = 15,44 \text{cm}^2$$

$$\text{On adopte } A_{St} : 15T12 = 16,96 \text{ cm}^2 \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

• Vérification de l'espacement :

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45; 33) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

• Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{16,96}{4} = 4,24 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2 \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

• Vérification de l'espacement :

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45; 33) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{ft_{28}}{f_e} b \cdot d \quad \text{Avec : } ft_{28} = 0,6 + 0,06 \times fc_{28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 1000 \times 135$$

$$16,96 \text{ cm}^2 > 1,63 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

B) En appuis : Ma = 2,202 t .m

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{(2,202 \times 10^4) (N.m)}{1 \cdot (0,135)^2 \times 14,17 \cdot 10^6} = 0,085$$

$$\mu_{bu} = 0,085 < \mu_l = 0,392. \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,111$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,129 \text{ m}$$

$$A_{St} = \frac{M_U}{z \times f_{St}} = \frac{(2,202 \times 10^6)}{348 \cdot 10^2 \times 12,9} = 4,90 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } A_{St} : 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Vérification de l'espacement :**

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45; 33) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Vérification de l'espacement :**

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45; 33) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{ft_{28}}{f_e} b \cdot d \quad \text{Avec : } ft_{28} = 0,6 + 0,06 \times fc_{28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 1 \times 0,135$$

$$5,50 \text{ cm}^2 > 1,63 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification à l'E.L.S :**

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

1. En travée : $M_t=5,202t.m$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\frac{b}{2}y_{ser}^2 + 15(A' + A)y_{ser} - 15(A'c + Ad) = 0 \text{ et on a } A' =$$

$$\frac{b}{2}y_{ser}^2 + 15Ay_{ser} - 15Ad$$

$$50y_{ser}^2 + 15(16,96)y_{ser} - 15(16,96 * 13,5)$$

$$\sqrt{\Delta} = 902,41$$

$$y_1 = 6,0301 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit:

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I = 38589,202 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification des contraintes :**

• **Contraintes maximale de compression de béton :** $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{y_1 M_{ser}}{I} = 8,12 \text{ MPA} \leq 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

• **Contraintes maximale de traction des aciers :** $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

$$\overline{\sigma}_s = \min [2/3f_e; 110\sqrt{\eta} * f_{tj}] = \min [267 ; 202] = 202 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 84,75 \text{ MPA}$$

$$151,04 \text{ MPA} \leq 202 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

2. En Appui : $M_a = 1,863t.m$

$$\frac{b}{2}y_{ser}^2 + 15(A' + A)y_{ser} - 15(A'c + Ad) = 0 \text{ et on a } A' =$$

$$\frac{b}{2}y_{ser}^2 + 15Ay_{ser} - 15Ad$$

$$50y_{ser}^2 + 84,75y_{ser} - 1144,125 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 485,81$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

$$y_1 = 4.01 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit:

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15A (d - y_1)^2 \rightarrow I = 9781.97 \text{ cm}^4$$

➤ Vérification des contraintes :

• Contraintes maximale de compression de béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{y_1 M_{ser}}{I} = 7,63 \text{ MPA} \leq 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

• Contraintes maximale de traction des aciers : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min [2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta} * f_{tj}] = \min [267 ; 202] = 202 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) =$$

$$271 \text{ MPA} \leq 202 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

➤ vérification de la flèche :

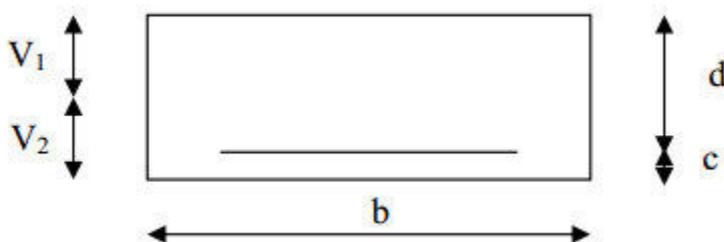
Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont Satisfaites :

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{6,9} = 2,17 > \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 2,17 > \frac{M_t}{18 \times M_0} = \frac{5,202}{18 \times 6,12} = 0,047 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{19,96}{100 \times 13,5} = 0,014 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Vu que les conditions ne sont pas vérifiées, on doit calculer la flèche.



Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

$$f = \frac{5}{384} * \frac{q_s * L^4}{E\nu * I} * \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec : $q_s = 1,0585 \text{ t/ml}$.

$E\nu$: Module de déformation différé.

$$E\nu = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

I : moment d'inertie de la section homogène rapport au centre de gravité.

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (15A_T (V_2 - C)^2)$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

S_{xx} : Moment statique.

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_T * d = \frac{100 * 15^2}{2} + 15 * 19,96 * 13,5 = 15291,9 \text{ cm}^3$$

B_0 : Aire de la section homogène.

$$B_0 = b * h * 15 * A_T = 100 * 15 * 15 * 19,96 = 1799,4 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{15291,9}{1799,4} = 8,498 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 8,498 = 6,502 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} (8,498^3 + 6,502^3) + (15 * 19,96 (6,502 - 2)^2) = 30900,73 \text{ cm}^4$$

D'où :

$$f = \frac{5}{384} * \frac{1,0585 * 6,9^4}{10818,86 * 30900,73} = 0,31 \leq \bar{f} = \frac{6,90}{500} = 1,38. \dots \dots \text{ CV}$$

Type d'escalier	Armature long (cm^2)				Armature de répartition (cm^2)			
	A _{st} calculé		Ferr choisie		A _{st} calculé		Ferr choisie	
1	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis
	15,44	4,90	15T12	5T12	4,24	1,41	5T12	4T10

Tableau IV-2 : section d'armatures d'escalier type 1.

➤ Type 2 : escalier ETAGE COURANTE (2 volée)

A) ELU :

A-1) Calcul des réactions d'appuis :

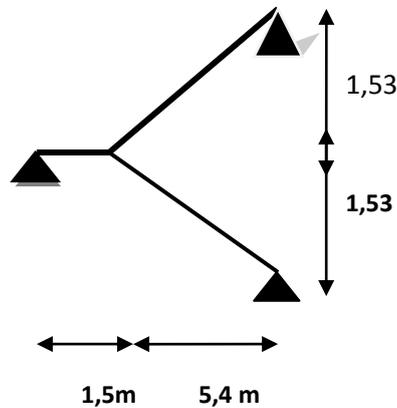


Figure IV.4. : Schéma statique de l'escalier à 1 volée

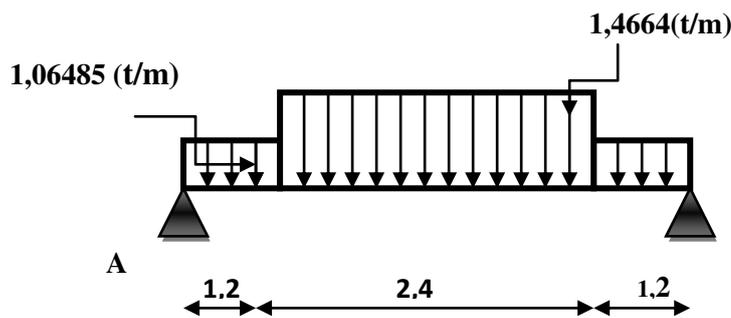


Figure IV.5. : Schéma statique de l'escalier à ELU

La poutre est isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les efforts tranchants et les moments fléchissant.

$$\sum M/B = 0 \Leftrightarrow - \left(1,0648 \times 1,2 \right) * \left(2,4 + 1,2 + \frac{1,2}{2} \right) - \left(1,4664 \times 2,4 \right) \left(\frac{2,4}{2} + 1,2 \right) + \left(1,0648 \times 1,2 \times \frac{1,2}{2} \right) + R_A \times (1,2 + 2,4 + 1,2) = 0$$

$$R_B = 3,0375t$$

$$R_A = 3,0375 t$$

A-2) Calcul des efforts internes :

➤ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,2 m$

- $M(x) = 3,0375 x - 1,06485 \frac{x^2}{2}$

$$\begin{cases} M(0) = 0 t.m \\ M(1,2) = 2,878308 t.m \end{cases}$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

- $TYx=3,0375 - 1,0648x$
 $\begin{cases} T_Y(0) = 3,0375 t \\ T_Y(1,2) = 1,75968t \end{cases}$
 ➤ **2^{ème} tronçon** : $1,2 \leq x \leq 3,6 m$
- $M(x) = 3,0375 x - 1,06485 * 1,2 * \left(x - \frac{1,2}{2}\right) - 1,4664 * \frac{(x-1,2)^2}{2}$
 $\begin{cases} M(1,2) = 2,878308t.m \\ M(3,6) = 2,878308 t.m \end{cases}$
- $TYx=3,0375 - 1,06485 * 1,2 - 1,4664(x - 2)$
 $\begin{cases} T_Y(1,2) = 1,75968t \\ T_Y(3,6) = -1,75968t \end{cases}$
 ➤ **3^{ème} tronçon** : $3,6 \leq x \leq 4,8 m$
- $M(x) = 3,0375 x - \left(1,06485 * 1,2 * \left(x - \frac{1,2}{2}\right)\right) - ((1,4664 * 2,4)(x - 2,4)) - \left(1,06485 * \left(\frac{x-3,6^2}{2}\right)\right)$
 $\begin{cases} M(3,6) = 2,878308t.m \\ M(4,8) = 0 t.m \end{cases}$
- $TYx=3,0375 - 1,06485 * 1,2 - 1,4664(2,4) - 1,06485(x - 3,6)$
 $\begin{cases} T_Y(3,6) = -1,75968t \\ T_Y(4,8) = -3,0375t \end{cases}$

B) ELS :

B-1) Calcul des réactions d'appuis :

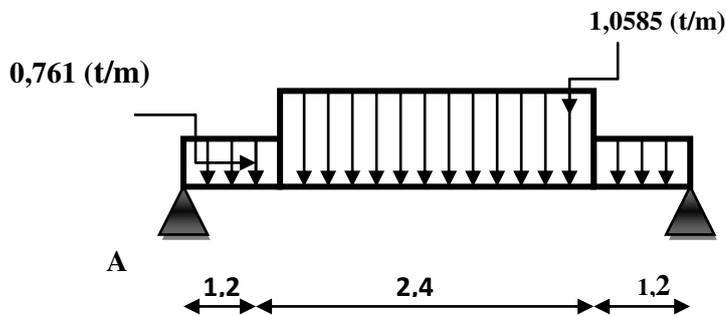


Figure IV.6. : Schéma statique de l'escalier à ELS

$$R_B = 2,1834 t$$

$$R_A = 2,1834 t$$

B-2) Calcul des efforts internes :

➤ **1^{er} tronçon** : $0 \leq x \leq 1,2 m$

- $M(x) = 2,1834x - 0,761 \frac{x^2}{2}$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ t.m} \\ M(1,2) = 2,07216 \text{ t.m} \end{cases}$$

- $TYx=2,1834 - 0,761x$

$$\begin{cases} T_Y(0) = 2,1834t \\ T_Y(1,2) = 1,2702t \end{cases}$$

➤ **2^{ème} tronçon :** $1,2 \leq x \leq 3,6 \text{ m}$

- $M(x) = 2,1834x - 0,761 * 1,2 * \left(x - \frac{1,2}{2}\right) - 1,0585 * \frac{(x-1,2)^2}{2}$

$$\begin{cases} M(1,2) = 2,07216 \text{ t.m} \\ M(3,6) = 2,07216 \text{ t.m} \end{cases}$$

- $TYx=2,1834 - 0,761 * 1,2 - 1,0585(x - 2)$

$$\begin{cases} T_Y(1,2) = 1,2702t \\ T_Y(3,6) = -1,2702t \end{cases}$$

➤ **3^{ème} tronçon :** $3,6 \leq x \leq 4,8 \text{ m}$

- $M(x) = 2,1834x - \left(0,761 * 1,2 * \left(x - \frac{1,2}{2}\right)\right) - ((1,0585 * 2,4)(x - 2,4)) - \left(0,761 * \left(\frac{x-3,6^2}{2}\right)\right)$
- $\begin{cases} M(3,6) = 2,07216 \text{ t.m} \\ M(4,8) = 0 \text{ t.m} \end{cases}$

$$\begin{aligned} TYx=2,1834 - 0,761 * 1,2 - (1,0585(2,4)) - 0,761(x - 3,6) \\ \begin{cases} T_Y(3,6) = -1,2702t \\ T_Y(4,8) = -2,1834t \end{cases} \end{aligned}$$

Si on considère la volée comme une dalle Donc d'après leBAEL91, On admet les moments suivant :

-Moment sur appui $M^a = 0.3M_{max}$

- Moment en travée $M^t = 0.85M_{max}$

	M_{max} (t.m)	M_t (t.m)	M_a (t.m)
E.L.U	1,25	1,0625	0,375
E.L.S	0,90	0,765	0,27

Tableau IV-3 : les moments sur l'escalier type 2.

IV. 3.Ferraillage de type 2 :

Le ferraillage se fera pour une bande d'un mètre de largeur en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU. Et la vérification se fera à l'ELS.

➤ **Ferraillage à E.L.U :**

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

Tel que : $b=100\text{cm}$; $h=15\text{cm}$

A) En travée : $M_t = 1,0625 \text{ t.m}$

Les données :

$b=100\text{cm}$; $h=15\text{cm}$; $d=13.50\text{cm}$

$\sigma_s = 348\text{MPa}$, $\sigma_b = 14,17 \text{ MPa}$

Enrobages des armatures $c=c' = 2\text{cm}$

Béton: $f_{c28} = 25\text{MPa}$

Acier: FeE400

$$\sigma_b = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,0625 \times 10^4 (N, m)}{1 \times (0,135)^2 \times 14.17 \times 10^6} = 0.041$$

$$\mu_{bu} = 0.041 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

→ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A'_s = 0$).

$$\varepsilon_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,052$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 13,21 \text{ cm}$$

$$A_{St} = \frac{M_U}{z \times \sigma_s} = \frac{1,0625 \times 10^6}{348 \times 10^2 \times 13,21} = 2,31 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_{St} : 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2$ $S_t = 15 \text{ cm}$

- **Vérification de l'espacement :**

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45; 33) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,31}{4} = 0,5775 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } 3T10 = 2.36 \text{ cm}^2 \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Vérification de l'espacement :**

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45; 33) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{2.1}{400} \times 1000 \times 135$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

5.65 $cm^2 > 1.63 cm^2$ → Condition vérifiée

B) En appuis : Ma = 0,375 t.m

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{(0,375 \times 10^4) (N.m)}{1 * (0,135)^2 \times 14.17 * 10^6} = 0.014$$

$$\mu_{bu} = 0,014 < \mu_l = 0.392. \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.017$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 13,40 \text{ cm}$$

$$A_{St} = \frac{M_u}{z \times f_{St}} = \frac{(0,375 \times 10^6)}{348 * 10^2 \times 12,9} = 0,83 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_{St} : 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$ avec: $S_t = 15 \text{ cm}$

- **Vérification de l'espacement :**

$$St = 15 \text{ cm} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45; 33) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

- **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,36}{4} = 0,59 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2 \quad \text{avec: } S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Vérification de l'espacement :**

$$St = 15 \text{ cm} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45; 33) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{ft_{28}}{f_e} b.d \quad \text{Avec : } ft_{28} = 0,6 + 0,06 \times fc_{28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{2.1}{400} \times 1 \times 0.135$$

2,36 cm² > 1.63 cm² → Condition vérifiée

- **Vérification à l'E.L.S :**

1) En travée : Mt = 0,765 t.m

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A' + A)y_{ser} - 15(A'c + Ad) = 0 \text{ et on a } A' =$$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15Ay_{ser} - 15Ad$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

$$50y_{ser}^2 + 15(5.65)y_{ser} - 15(5.65 * 13,5)$$

$$\sqrt{\Delta} = 485,80$$

$$y_1 = 4,0105 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit:

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I = 9781.97 \text{ cm}^4$$

➤ Vérification des contraintes :

• Contraintes maximale de compression de béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{y_1 M_{ser}}{I} = 3,13 \text{ MPA} \leq 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{CV}$$

• Contraintes maximale de traction des aciers : $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

$$\overline{\sigma}_s = \min [2/3f_e; 110\sqrt{\eta} * f_{tj}] = \min [267 ; 202] = 202 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 84,75 \text{ MPA}$$

$$111,31 \text{ MPA} \leq 202 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{CV}$$

2) En Appui : $M_a = 0,27 \text{ t.m}$

$$A_{st} : 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b}{2}y_{ser}^2 + 15(A' + A)y_{ser} - 15(A'c + Ad) = 0 \text{ et on a } A' =$$

$$\frac{b}{2}y_{ser}^2 + 15Ay_{ser} - 15Ad$$

$$50y_{ser}^2 + 15 * 2,36 y_{ser} - (15 * 2,36 * 13,5) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 311,18$$

$$y_1 = 2,75 \text{ cm}$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit:

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15A (d - y_1)^2 \rightarrow I = 4784,14 \text{ cm}^4$$

➤ Vérification des contraintes :

• Contraintes maximale de compression de béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{y_1 M_{ser}}{I} = 1,55 \text{ MPA} \leq 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{CV}$$

• Contraintes maximale de traction des aciers : $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

$$\overline{\sigma}_s = \min [2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta} * f_{tj}] = \min [267 ; 202] = 202 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) =$$

91 MPA ≤ 202 MPA. CV

➤ vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont Satisfaites :

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{4,8} = 3,125 > \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 3,125 > \frac{M_t}{18 \times M_0} = \frac{0,765}{18 \times 0,9} = 0,047 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{5,65}{100 \times 13,5} = 0,0041 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

Type d'escalier	Armature long (cm ²)				Armature de répartition (cm ²)			
	Ast calculé		Ferr choisie		Ast calculé		Ferr choisie	
1	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis
		5,65	2,36	5T12	3T10	2,36	2,36	3T10

Tableau IV-4 : section d'armatures d'escalier type 2.

➤ Type 1 : escalier Sous sols(1 volée)

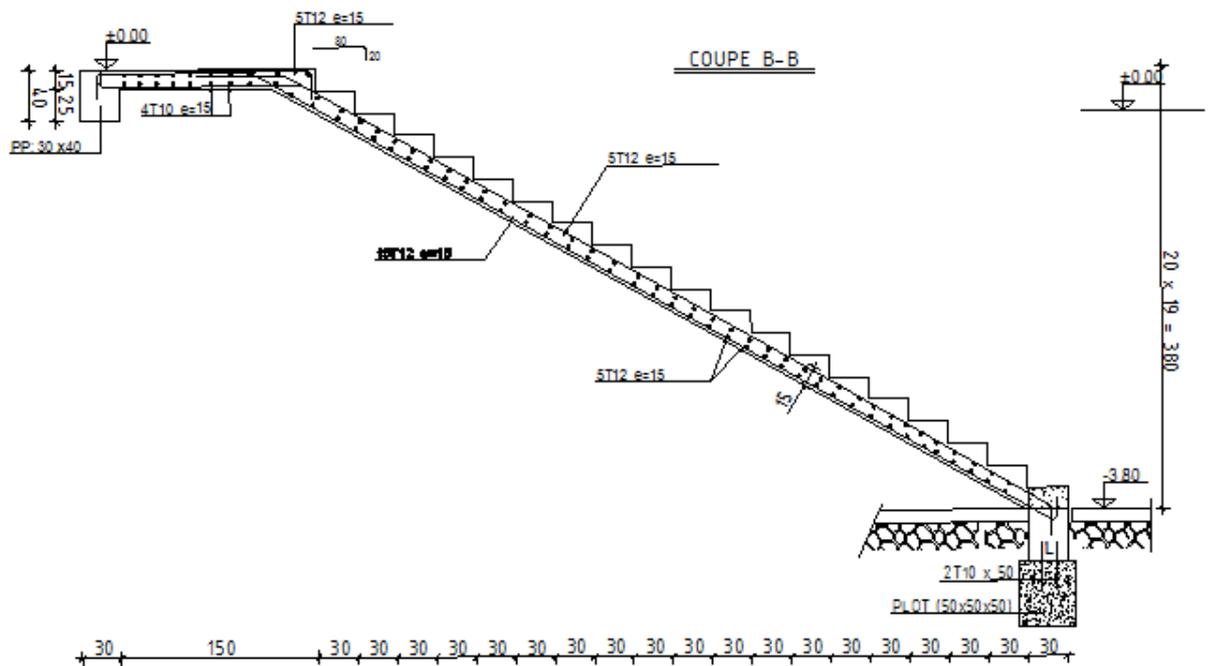


Figure IV.7. : Schéma statique de l'escalier de ferrailage de l'escalier sous-sols type1

➤ Type 2 : escalier ETAGE COURANTE (2 volée)

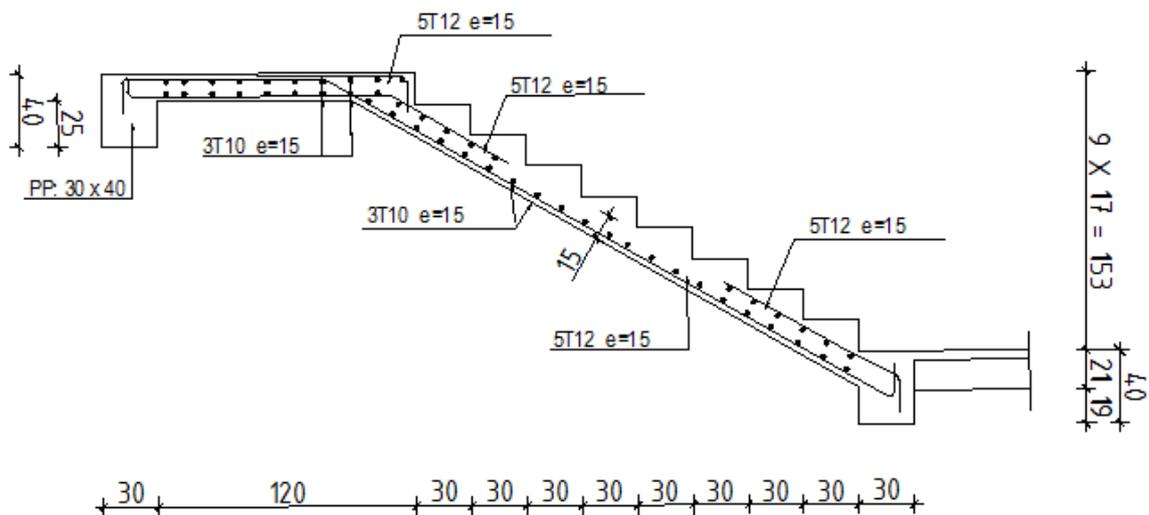


Figure IV.8. : Schéma statique de ferrailage de l'escalier étage courante type2

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

IV. 2. Etude de la poutre palière :

La poutre palière sert d'appui pour la volée et palier intermédiaire au niveau de la cage d'escalier. Son calcul se fait à la flexion simple

IV. 2.1 : Pré dimensionnement : La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le CBA93 et vérifiée en considérant le RPA99/2003.

Selon CBA93 :

$L = 300\text{cm}$ et on a :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \dots\dots 20 \leq h \leq 30 \quad h = 40 \text{ cm}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.5h \dots\dots\dots 13 \leq b \leq 20 \quad b = 30\text{cm} \text{ choix de l'architecte}$$

Selon le RPA :

$$1-b \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$2-h \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots 40\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$3-h/b \geq 4\text{cm} \dots\dots\dots 1.33\text{cm} < 4\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Nous prenons : $h = 40\text{cm}$; $b = 30\text{cm}$

Charges qui agissent sur la poutre palière :

Remarque : dans notre cas la poutre palière soumise à la charge due à l'escalier et la charge due à la plancher.

La poutre palière est soumise à

1. poids propres : $G_p = 25 \times 0,30 \times 0,40 = 3\text{KN/ml}$

Réaction de l'escalier sur la poutre : $R_{és} = (14,664 \times 3,00) / 2 = 21,99\text{KN/ml}$

2. Réaction de plancher sur la poutre :

$$q_u = 1,35G_{\text{plancher}} + 1,50Q_{\text{plancher}} = 1,35 \times 5,34 + 1,5 \times 2,5 = 10,95\text{KN.m}$$

$$R_{pl} = (10,95 \times 3,00) / 2 = 15,42 \text{ KN/ml}$$

Combinaison de charge à l'ELU:

$$q_u = 1,35 \times G + (R_{\text{escalier}} + R_{\text{plancher}})$$

$$q_u = 1,35 \times 3 + (21,99 + 15,42) = 41,46 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = q_u l^2 / 8 = 41,46 \times (3)^2 / 8 = 46,64\text{KN.m}$$

$$T_u = R_a = R_b = q_u \times l / 2 = 62,19\text{KN}$$

IV. 2.2 : Ferrailage de la poutre palière :

➤ Flexion simple :

❖ ELU

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

M_{\max} (en travée) = $0,85 \times M_0 = 0,85 \times 46,64 = 39,64 \text{ KN.m}$

M_{\max} (en appui) = $0,5 \times M_0 = 0,50 \times 46,64 = 23,32 \text{ KN.m}$

A) En travée :

Les données :

$b = 30 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$; $d = 31,5 \text{ cm}$

$\sigma_b = 14,20 \text{ MPA}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPA}$

Enrobages des armatures $c = c' = 2 \text{ cm}$

Béton : $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

Acier : FeE400

$$\mu = \frac{Mu}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{39,64 \cdot 10^3 \text{ N.m}}{14,20 \text{ N/mm}^2 \times (315)^2_{\text{mm}} \times (0,30)_m} = 0,093 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,122$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,9512$$

$$A_{st} = \frac{Mt}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{39,64 \cdot 10^5 \text{ N.cm}}{31,5_{\text{cm}} \times 0,9512 \times 348 \cdot 10^2 \text{ N/cm}^2} = 3,80 \text{ cm}^2$$

B) En appuis :

$$\mu = \frac{Mu}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{23,32 \cdot 10^3 \text{ N.m}}{14,20 \text{ N/mm}^2 \times (315)^2_{\text{mm}} \times (0,30)_m} = 0,055 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,070$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,978$$

$$A_{st} = \frac{Mt}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{23,32 \cdot 10^5 \text{ N.cm}}{31,5_{\text{cm}} \times 0,9512 \times 348 \cdot 10^2 \text{ N/cm}^2} = 2,23 \text{ cm}^2$$

	M_u (KN.m)	μ	α	β	σ_s (MPa)	$A_{st}(\text{cm}^2)$	$A_{S_{Adopté}}(\text{cm}^2)$	Choix
Travée	39,64	0,093	0,122	0,9512	348	3,80	4,62	3T14
Appui	23,32	0,055	0,070	0,978	348	2,23	4,62	3T14

Tableau IV-5 : Ferrailage de la poutre palière

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

Vérification :

➤ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{min} = \frac{0,23b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 31,5 \times 2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2$$

$A_{s,adopté} = 4,62 \text{ cm}^2 \geq A_s^{min} = 1,14 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée
fiée.

$$A_{RPA} = 0,5\% \times b \times h = 6 \text{ cm}^2 < A_{s,adopté} = 9,24 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b \cdot d} ;$$

$$\tau_u = \frac{62,19 \times 10^3}{(0,30 \times 0,315) * 10^6} = 0,65 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min\{0,13f_{c28}, 4 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa} \text{ (Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = 0,65 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales sont perpendiculaires à la fibre moyenne

❖ ELS

La vérification à l'ELS n'est pas nécessaire, car la fissuration est considérée peu nuisible, donc c'est l'ELU qui est prépondérant.

➤ Vérification de la flèche

Si les conditions suivantes sont satisfaites ; il n'y a pas lieu de vérifier la flèche :

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{300} = 0,13 > \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0,13 > (1/10) \frac{M_t}{M_0} = \frac{21,90}{18 \times 25,78} = 0,08 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{4,62}{30 \times 31,5} = 0,004 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min (h/35 ; \phi_t ; b/10) \text{ d'où } \phi_t \leq \min (11,42 ; 14 ; 30) \text{ mm}$$

$$\phi_t \leq 11,42 \text{ mm}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

La section d'armatures transversales est $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

$$S_t \leq \min (0,9 \cdot d ; 40 \text{ cm}) \text{ d'où } S_t \leq \min (33,3 ; 40) \text{ d'où } S_t \leq 33,3 \text{ cm}$$

$$S_t \leq A_t \cdot f_e / 0,4 \cdot b = 2,01 \cdot 400 / 0,4 \cdot 30 = 67 \text{ d'où } S_t \leq 67,00 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$.

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

➤ Torsion :

$$q_u = 1.35G + (R_{\text{escalier}} - R_{\text{plancher}}) = (1.35 \times 3) + (21.99 - 15.42) = 10.62 \text{ KN/ml}$$

$$M_{\text{tor}} = q_u l^2 / 8 = 10.62 \times 3^2 / 8 = 11.94 \text{ KN.m}$$

$$T_u = q_u l / 2 = 10.62 \times 3 / 2 = 15.93 \text{ KN}$$

- D'après le [CBA], la contrainte de torsion τ_{ut} est comme pour les sections creuses.

$$\tau_{\text{ut}} = M_{\text{tor}} / 2 \cdot \Omega \cdot b_0$$

Avec M_{tor} : Moment de torsion ; b_0 : épaisseur réel de la paroi ; Ω = aire du contour à mi-épaisseur des parois

$$\Omega = (5/6 \times a) \times (b - a/6) = 777,77 \text{ cm}^2$$

$$b_0 = a / 6 = 40 / 6 = 6.66 \text{ cm}$$

$$M_{\text{tor}} = 0,3 \cdot M_0 = 0,3 \times 11.94 = 3,582 \text{ KN.m}$$

$$\tau_{\text{ut}} = 2.00 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{\text{uv}} = T_u / b \cdot d = 15.93 \times 10^3 / (300 \times 351) = 0,15 \text{ Mpa}$$

τ_{uv} : contrainte tangente de cisaillement.

La fissuration est peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa}$$

Pour les sections creuses, on doit aussi vérifier :

$$\tau_{\text{ut}} + \tau_{\text{uv}} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{\text{ut}} + \tau_{\text{uv}} = 2,15 \text{ Mpa} < 3,33 \text{ Mpa}$$

❖ Armatures :

Les armatures sont justifiées par l'application de la règle de coutures aux sections droites et aux

sections radiales passant par l'axe longitudinal de la pièce, elles sont disposées le plus près possible des parois.

➤ Longitudinales :

D'après le [CBA] les armatures longitudinales sont données par la formule suivante :

$$\Sigma A_l = M_{\text{tor}} \cdot U \cdot \gamma_s / f_e \cdot 2 \cdot \Omega$$

Avec ΣA_l : La somme des sections des aciers longitudinaux

U : Le périmètre du contour d'aire Ω

$$U = 2 \cdot (b - a/6) \cdot 2 = 93,33 \text{ cm}$$

$$\Sigma A_l = 0,60 \text{ cm}^2$$

❖ Ferrailage

$A_{\text{totale}} = A_{\text{flex}} + A_{\text{tors}} = 0,6 + 4.62 = 5,22 \text{ cm}^2$. On adopte : 5HA12 = 5.65 cm² en travée et sur appuis.

Poutre palière (30x40) cm²

En travée : 5T12

Sur Appui : 5T12

➤ Transversales :

Pour l'espacement on prend le même que celui de la flexion simple

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

$$St(RPA) \begin{cases} \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \rightarrow Z. \text{ Courant} \\ \frac{h}{4} = \frac{20}{4} = 5 \rightarrow Z. \text{ Nodale} \end{cases}$$

On adopte : $S_t = 15$ cm pour la zone courant.

$S_t = 8$ cm pour la zone nodale.

La section d'armatures transversales est donnée par la formule :

$$A_t = M_{tor} \cdot S_t \cdot \gamma_s / f_e \cdot 2 \cdot \Omega$$

$$A_t = 0,09 \text{ cm}^2$$

Section minimale :

$$A_{tmin} \geq 0,4 \cdot b \cdot S_t / f_e$$

$$A_{tmin} \geq (0,4 \times 30 \times 15) / 400 = 0,45 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : **1 cadre T8 et 1 étriers T8**

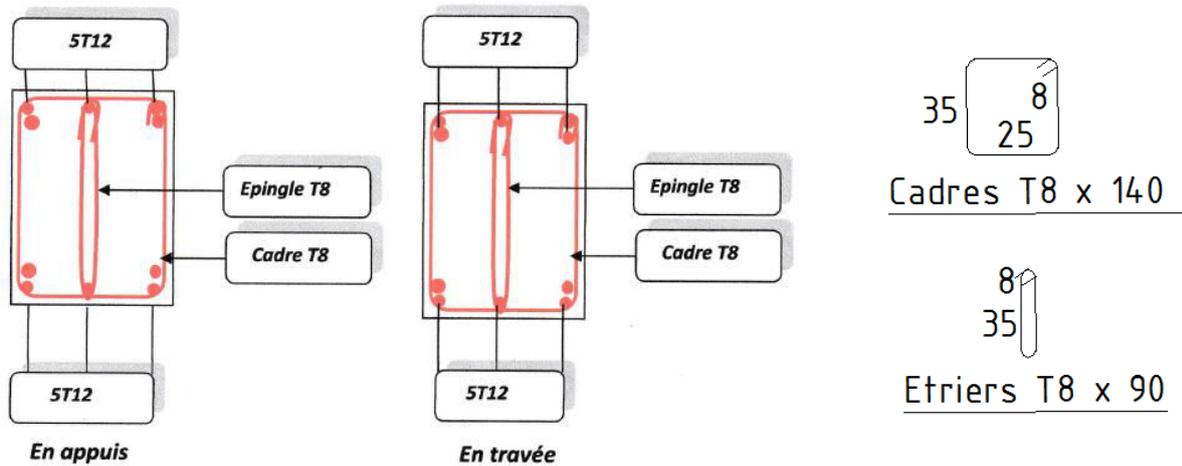


Figure IV.9. : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

IV.3. Etude d'ascenseur :

IV.3.1. Définition :

L'ascenseur est un moyen mécanique de circulation verticale permettant le déplacement aux différents niveaux du bâtiment, prévu pour les bâtiments de six étages et plus.

IV.3.2. Les constituants :

- **Cabine :**

Orange de l'ascenseur destiné à recevoir les personnes à transport, elle

Doit être entièrement fermée par des parois, une planche et un toit

t les seules ouvertures autorisées sont :

- Les lui servant à l'accès des usages.
- Les frappes et porte de secours
- Les orifices de ventilation

- **Etrier :**

Ossature métallique portant la cabine, il est dimensionné pour supporter

Sans aucune déformation permanente les efforts qui s'appliquent en service

normal, la cabine n'est pas reliée directement et rigidement au classé de

L'étrier, mais par l'intermédiaire de supports antiviral en caoutchouc,

On évite aussi tout transmission de vibration, le mouvement est parfaitement silencieux.

- **Moteur :**

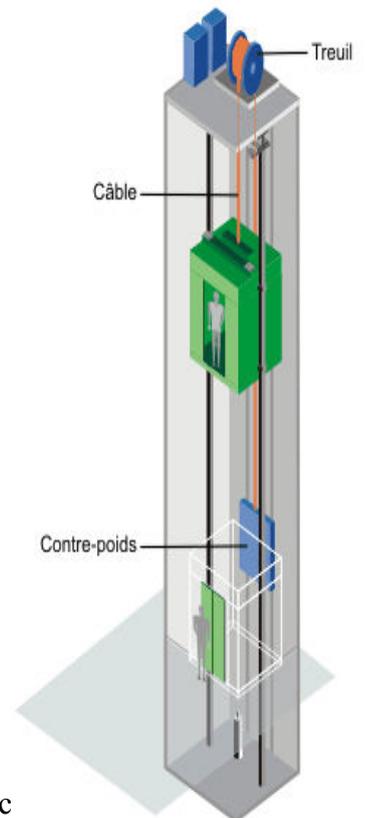
Ensemble d'orange assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur.

- **Contre poids :**

Il a pour but d'équilibre le poids de la cabine et une partie de la charge utile on a

réduit ainsi la puissance motrice nécessaire, le contre poids est dimensionne de

façons à équilibre le poids de la cabine plus 40-50% de la charge utile.



Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

IV.3.3. Caractéristiques de la dalle supportant l'ascenseur (dalle machine) :

Les dalles sont des structures planes armées suivant une ou deux directions reposant

Sur des murs ou des poutres, elle supporte un chargement plus important à celui des

Dalle plancher bureau et commence on terrasse car en plus important à celui des

Dalles des planchers courant ou plancher bureau et commence on terrasse car en plus

De son poids propre elle reprend le poids de l'ascenseur et ses annexes :

➤ Détermination de la charge «q» :

Selon l'entreprise Nationale des Ascenseurs, la charge : $q = \sum_1^{10} (\frac{P_i}{S})$

Tels que :

$$\left\{ \begin{array}{l} P_1 = 8400 \text{ Kg} \\ P_2 = 3200 \text{ Kg} \\ P_3 = 2000 \text{ Kg} \\ P_4 = 600 \text{ Kg} \\ P_5 = 800 \text{ Kg} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} P_6 = 1250 \text{ Kg} \\ P_7 = 750 \text{ Kg} \\ P_8 = 1100 \text{ Kg} \\ P_9 = 1000 \text{ Kg} \\ P_{10} = 3100 \text{ Kg} \end{array} \right.$$

$$\text{Danc : } q = [(P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 + P_6 + P_7 + P_8 + P_9 + P_{10}) / S]$$

$$q = 22200 / 4 = 5550 \text{ kg/m}^2$$

➤ Pré dimensionnement de la dalle machine :

Selon «R.P.A.2003/version 99» on fait le dimensionnement de la dalle machine par

Les conditions suivantes :

- Condition de résistance a la flexion

$$\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40} \quad \rightarrow \quad \frac{200}{50} \leq e \leq \frac{200}{40} \quad ; \quad 4 \leq e \leq 5$$

D'après L.E.N.A (Entreprise National des Ascenseurs $e \geq 25$ cm.

- Condition de flèche :

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

$$f_{\max} = \frac{5 \cdot q \cdot Lx^4}{384 \cdot E \cdot I} \leq f'_{\max} \frac{Lx}{500}$$

Avec :

Lx : portée du plancher = 2 m

E : module d'élasticité différée du béton

I : moment d'inertie de la section : $I = \frac{b \cdot e^3}{12}$

$$D'où : e \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 10^4 \cdot q \cdot Lx^3}{384 \cdot E \cdot b}} \implies e \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 10^4 \times 5550 \times 10^{-2} \times 200^3}{384 \times 321641.95 \times 100}} = 10.25 \text{ cm.}$$

On adopte : $e = 25 \text{ cm}$

- **Evaluation des charges :**

- Dalle plein ($e = 25 \text{ cm}$) $0.25 \times 2500 = 625 \text{ kg/m}^2$
- Enduite de ciment ($e = 2 \text{ cm}$) $0.02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$
- Isolation phonique ($e = 4 \text{ cm}$) $0.04 \times 400 = 16 \text{ kg/m}^2$
- Dallage : chape ($e = 2 \text{ cm}$) $0.02 \times 2200 = 44 \text{ kg/m}^2$
- Mortier spéciale (médo chape) $0.03 \times 2200 = 66 \text{ kg/m}^2$

$$\Sigma \dots = 79 \text{ kg/m}^2$$

Remarque : Ce médo chape est un mortier spéciale recommandé par les documents par observer les imputes des machine.

Donc : La charge permanente : $G = 791 + 5550 = 6341 \text{ kg/m}^2$

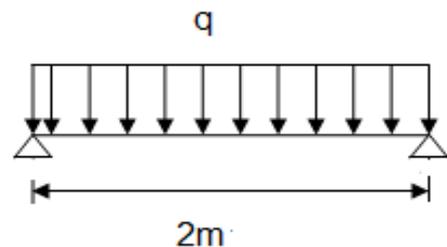
La charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ kg/m}^2$

- **Combinaison d'action :**

➤ **E.L.U.**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$= (1.35 \times 6341) + (1.5 \times 100)$$



Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

$$=8710.35 \text{ kg /m}^2$$

➤ E.L.S.

$$q_s = G+Q = 6341+100= 6441 \text{ kg /m}^2$$

• Calcul Des Moment :

$$\text{On a : } \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2}{2} = 1 \implies 0.4 \leq \alpha \leq 1$$

Donc : La dalle porte dans les deux sens.

$$\text{Méthode des règles B.A.E.L.91 (AnnexeE3) : } \begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \\ M_y = \mu_y \cdot M_y \end{cases}$$

E.L.U. (v=0)				E.L.S. (v=0.2)			
μ_x	μ_y	M_x (kg.m)	M_x (kg.m)	μ_x	μ_y	M_x (kg.m)	M_x (kg.m)
0.036	1.00	1282.16	1282.16	0.044	1.00	1136.19	1136.19

Tableau IV-4-1: Les moments de la dalle machine.

• Calcul du ferrailage :

Sens L_x et L_y ($M_x = M_y$) :

$$\text{On a : } \begin{cases} b = 100\text{cm} \\ d = 23\text{cm} \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} \mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} \\ \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \\ Z = d \times (1 - 0.4\alpha) \\ A = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} \end{cases}$$

✚ En travée :

M_u^t (kg.m)	μ	A	Z(m)	A_{cal}^t (cm ²)	A_{adp}^t (cm ²)	S_t (cm)
$0.85M_u$ =1089.83	0.014	0.018	0.228	1.37	4HA8=2.01	25

Tableau IV-4-2: Ferrailage de la dalle machine en travée.

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

Sur appuis :

M_u^t (kg.m)	μ	A	Z(m)	A_{cal}^t (cm ²)	A_{adp}^t (cm ²)	S_t (cm)
$0.5M_u=641.08$	0.008	0.01	0.229	0.8	4HA8=2.01	25

Tableau IV-4-3: Ferrailage de la dalle machine sur appuis

➤ Condition de non fragilité :

Selon **B.A.E.L91** (article B.7.4) on a :

$$\rho_x \geq \frac{\rho_0}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right) ; \quad \rho_x = \frac{A}{b.d} = \frac{2.01}{100 \times 23} = 0.0009$$

0.0008 S'il s'agit de barres ou fils à haut adhérence de classe FeE400.

$$\frac{\rho_0}{2} \left(3 - \frac{2}{2}\right) = 0.0008$$

Donc : $0.0009 \geq 0.0008$C.V.

➤ Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

La contrainte de cisaillement conventionnelle par mètre de dalle :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07.f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$V_u = \frac{q_u}{b.d} = \frac{8710.35}{23 \times 100} = 3.79 \text{ kg/cm}^2 = 0.378 \text{ MP}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0.07.f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{.....C.V ; donc les armatures transversal ne pas nécessaires.}$$

➤ Vérification a L'E.L.S.

▪ Vérification de la contrainte admissible :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$b y^2 + 30 A_s \cdot y - 30 A_s \cdot d = 0 \implies 100 y^2 + 30(2.01) \cdot y - (30 \times 2.01 \times 23) = 0$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

y sera obtenu par résolution de l'équation :

$$100y^2 + 60.3y - 1386.9 = 0 \implies y = 3.43$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{1282.16}{1136.19} = 1.13$$

$$\alpha = \frac{y}{d} = \frac{3.43}{23} = 0.15$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.13-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.315$$

$$\alpha = 0.15 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.315 \dots \text{C.V.}$$

▪ Vérification de la flèche :

Il faut vérifier les trois conditions suivantes :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{25}{200} = 0.125 \geq 0.062$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{25}{200} = 0.125 \geq \frac{1282.16}{10 \times 1089.836} = 0.118$
- $\frac{A_s}{b.d} \geq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{2.01}{100 \times 23} = 0.00087 \leq 0.0105$

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

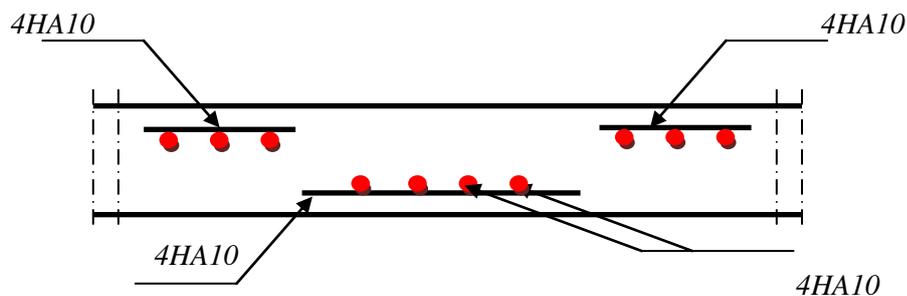


Figure IV.10. : Schéma de ferrailage de la dalle machine

IV.4. Etude de l'acrotère :

IV.4.1. Définition :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute.

Il est considéré comme une console encastree à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à une main courante.

Le calcul se fera composé au niveau de la section d'encastrement pour une base de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable donc ce cas le calcul se fera à L'ELU et à L'ELS.

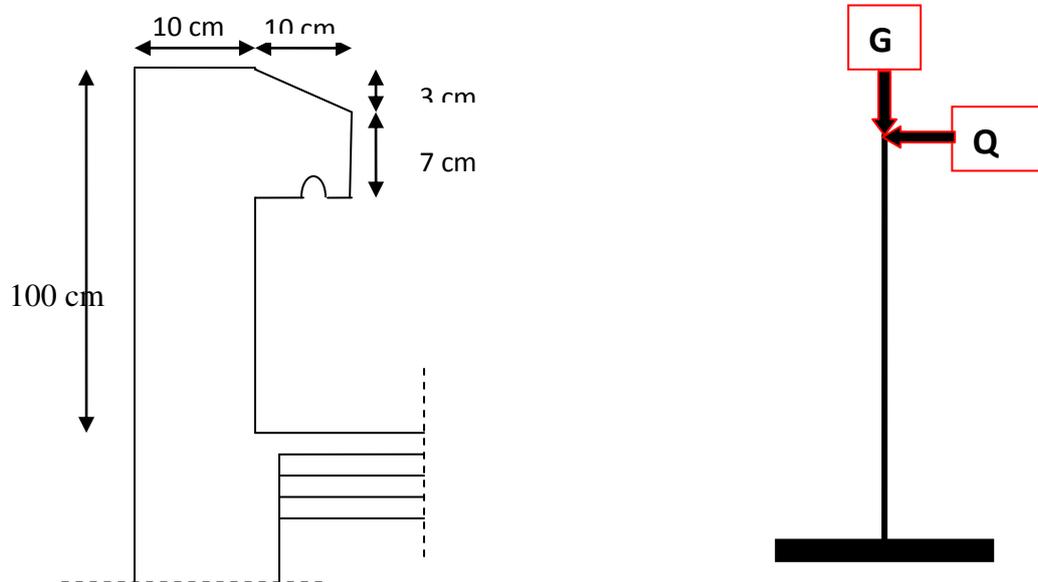


Figure IV-11. : Schéma de l'acrotère

IV.4.2. Evaluation Des Charges :

✓ La surface de l'acrotère:

$$S_T = S_1 + S_2 + S_3 = (1 \times 0.1) + (0.03 \times 0.1/2) + (0.07 \times 0.1)$$

$$\Rightarrow S_T = 0.1085 \text{ m}^2$$

✓ La charge :

-Poids propre de l'acrotère : $G = S_T \times 25 = 2.7125 \text{ KN / ml}$

-Revêtement : $0.02 \times 18(1+0.02+0.1+0.07+0.7+0.1) = 0.7164 \text{ kN/ml}$

$$G = 3.4289 \text{ kN/ml}$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

✓ La surcharge :

D'après D.T.R Article BC 2.2 , $Q=1,00$ kN/ml

✓ La charge horizontale :

D'après R.P.A.99/V2003 Article 6.2.3 .page58

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule :

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

A : coefficient d'accélération de zone.

C_p : facteur de force horizontale.

Groupe 1, zone (IIa) donc :

$A = 0.15$ selon le tableau 4.1.page.38

$C_p = 0.80$ élément en console tableau 6.1, page.58 donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 3.4289 = 1.645 \text{ KN/ml}$$

$$F = \max (Q, F_p) = 1.645 \text{ KN/ml}$$

➤ Calcule des sollicitations :

✓ CALCUL DES EFFORTS A L'ELU

$$N_U = 1,35 G = 1,35 \times 3.4289 = 4.629015 \text{ kN}$$

$$M_U = 1,5 Q h = 1,5 \times 1.645 \times 1 = 2.467 \text{ kN.m}$$

$$T_U = 1,5 Q = 1,5 \times 1.645 = 2.467 \text{ kN}$$

✓ CALCUL DES EFFORTS A L'ELS

$$N_S = G = 3.4289 \text{ kN}$$

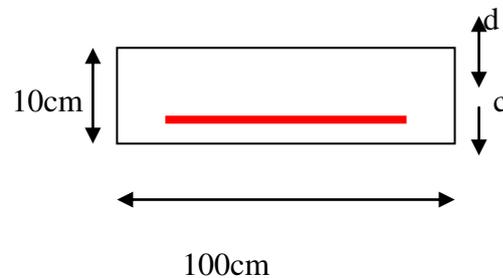
$$M_S = Q h = 1 \times 1.645 = 1.645 \text{ kN.m}$$

$$T_U = Q = 1.645 \text{ kN}$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

IV.4.3. Calcul de ferrailage :

La section de calcul est rectangulaire soumise à la flexion composée de largeur $b = 100\text{cm}$ et de hauteur, $h = 10\text{cm}$.



L'enrobage :

On a $c \geq 2\text{cm}$ on prend $c = 2\text{cm}$ à partir de l'axe d'armature

$$d = h - c$$

$$d = 10 - 2 = 8\text{cm}$$

➤ Armature longitudinale :

✚ Calcul à E.L.U :

Détermination de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{2.467}{4.629015} = 0.53\text{m} \Rightarrow e_0 = 0.53\text{m}$$

$$e_1 = \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm} = 0.03\text{m} \Rightarrow e_0 > e_1$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section. Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent sera calculée en flexion simple.

✚ Calcul du Moment (M_f) :

a) calcul en flexion simple :

➤ Moment fictif :

$$M_f = N_u \times e_f \text{ avec } e_f = e_0 + (h/2 - c) = 0.53 + (0.1/2 - 0.02) = 0.56$$

$$M_f = 4.629015 \times [0.53 + (0.1/2 - 0.02)] = 2.592\text{KN.m}$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

$$M_f = 2.592 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bu} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 * 25}{1,5} = 14,2 \text{ Mpa}$$

♦ Calcul de (μ) :

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d \times \sigma_{bc}} = \frac{2.592 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.028$$

$\mu = 0.028 < \mu_l = 0.392$, les armatures comprimé n'est pas nécessaire ($A' = 0$)

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.028)}) = 0.035$$

$$\mu = 0.028 \Rightarrow \beta = 1 - 0.4\mu = 0.98$$

➤ ARMATURES FICTIVES:

$$A_s = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} = \frac{2.592 \times 10^5}{0.99 \times 8 \times 348 \times 10^2} = 0.94 \text{ cm}^2$$

b) Calcul en flexion composée :

$$A = A_s - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0.94 - \frac{4629.015}{100 * 348} = 0.80 \text{ cm}^2$$

✚ Vérification à L'E.L.U:

• Condition non fragilité :

D'après B.A.E.L.91.Article.4.2.1.page .22.

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} = 0.96 \text{ cm}^2$$

- Donc on fera le ferrailage on utilisant A_{\min}

On adopts: $A_s = 4\text{HEA8} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.96 \text{ cm}^2$

✚ Escarpement entre les armatures:

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

$$S_t \leq \text{Min} (3h, 33) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \text{Min} (30, 33) \text{ cm}$$

On prend: $S_t=25\text{cm}$

✚ Armatures de répartitions:

$$A_r = \frac{A_{adopt}}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

On adopte: $A_r=4 \text{ HA } 5=0.79\text{cm}^2$

• Vérification au cisaillement :

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0.15f_{c28}; 4\text{Mpa}) = 3.75 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$V_u=1.5.Q=150\text{N}$. ; $b=100\text{cm}$, $d=8 \text{ cm}$.

$$\tau_u = \frac{150}{1000 \times 80} = 0.001 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.75 \text{ MPa} \text{ (condition vérifiée)}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✚ Calcul à E.L.S :

Les fissurations sont considérées préjudiciables parce que l'acrotère est exposé aux intempéries.

• Vérification de la contrainte de compression du béton :

$$\sigma_b \leq 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

• Vérification de la contrainte de la traction des aciers :

$$\text{La fissuration est préjudiciable : } \bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta\right)$$

η : Coefficient de fissuration (égal 1.6 pour H.A)

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

$$\sigma_s \leq \min(266.67; 240) \Rightarrow \sigma_s = 240 \text{ MPa}$$

- **Détermination du centre de pression :**

$$e_0 = \frac{Ms}{Ns} = \frac{1.645}{3.4289} = 0.47m \Rightarrow e_0 = 47 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow c = e - \frac{h}{2} = 47 - \frac{10}{2} = 42 \text{ cm}$$

Donc les contraintes σ_s et σ_b peuvent être déterminées par l'application des formules (77) de (P.CHARON – exercices)

$$c = -42 \text{ cm}$$

$$d = 8 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$A' = 0$$

$$A = 2,01 \text{ cm}^2$$

- **Calcul de y_1 et y_2 :**

Pour calculer y_1 et y_2 , on résolve l'équation : $y_2^3 + p.y_2 + q = 0$

$$* P = -3c^2 - \frac{90 \times A'}{b}(c - c') + \frac{90 \times A}{b} \times (d - c)$$

$$P = -3 \times (-42)^2 + \frac{90 \times 2.01}{100} \times (8 - (-42))$$

$$P = -5382.45 \text{ cm}^2$$

$$* q = -2c^3 - \frac{90 \times A'}{b}(c - c')^2 - \frac{90 \times A}{b} \times (d - c)^2$$

$$q = -2 \times (-42)^3 - \frac{90 \times 2.01}{100} \times (8 + (-42))^2$$

$$q = 146084.79 \text{ cm}^3$$

$$* y_2^3 - 5382.45 y_2 + 146084.79 = 0$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

Les racines de cette équation qui sont :

$$y_{2,1} = -84.36$$

$$y_{2,2} = 49$$

$$y_{2,3} = 35.34$$

On adopte la racine qui on retiendra pour y_2 une valeur positive telle que :

$$0 \leq y_1 = y_2 + c \leq h \quad \text{Avec } C < 0 \text{ alors on prend : } y_{2,3} = 49$$

Alors, $y_1 = y_2 - c \Rightarrow y_1 = 7 \text{ cm}$

$$S = \frac{b \times y_1^2}{2} + 15[A'(y_1 - c) - A(d - y_1)] = \frac{100 \times 7^2}{2} + 15(2.01(8 - 7))$$

$$S = 2480.15$$

$$K = \frac{N_{ser}}{100 \times S} = \frac{34289}{100 \times 2480.15} = 0.13$$

Alors:

$$\sigma_b = K \cdot y_1 \Rightarrow \sigma_b = 0.13 \cdot 7 = 0.91 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{CV}$$

$$\sigma_s = 15K(d - y_1) \Rightarrow \sigma_s = 15 \cdot 0.13(8 - 7) = 1.95 \text{ MPa} \leq 240 \text{ MPa} \dots \dots \text{CV}$$

Donc comme les deux conditions sont vérifiées donc les aciers a L'E.L.S restant convenable pour a L'E.L.U.

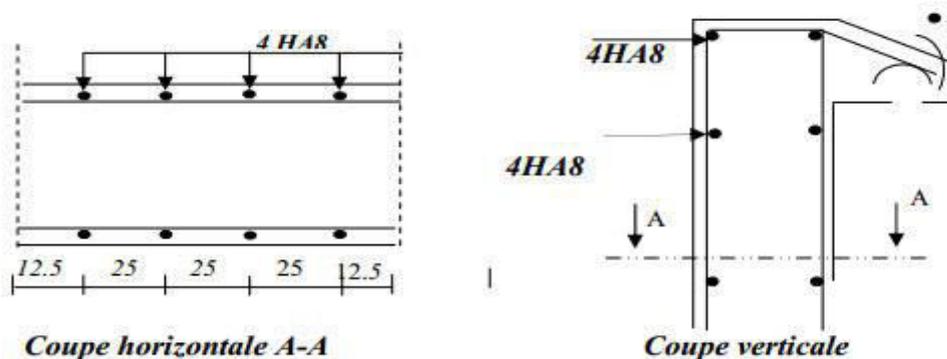


Figure IV-12. : Schéma du ferrailage de l'acrotère



Chapitre V

Etude des éléments secondaires

V. Etude des planchers :

V.1.Introduction :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

La structure étudiée comporte des planchers à **corps creux**. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) .de dimensions $(16 \times 20 \times 55) \text{ cm}^3$, avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

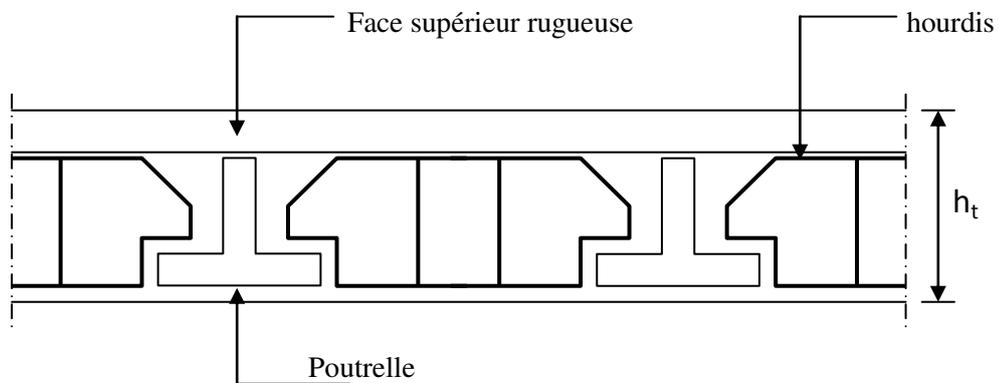
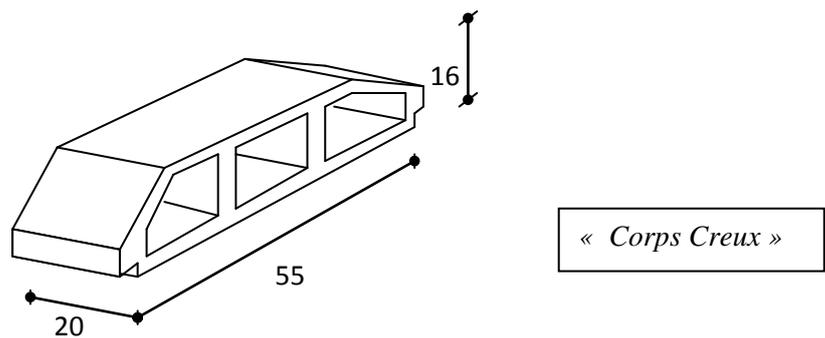


Figure V- 1: Plancher a corps creux



V. 2. Etude de plancher corps creux :

V. 2.1. Etude des poutrelles :

- **Dimensionnement :** Comme on a vu dans le chapitre 2, les dimensions de poutrelle sont :
(16+4) : $h_0=4$; $h=20$; $b_0=10$; $b=65$ cm.
- **Type des poutrelles :**
On a 6 types de poutrelles :
Type 1-5 : poutrelle à 2-3-1- travées
Type 6 : poutrelle à 7 travées

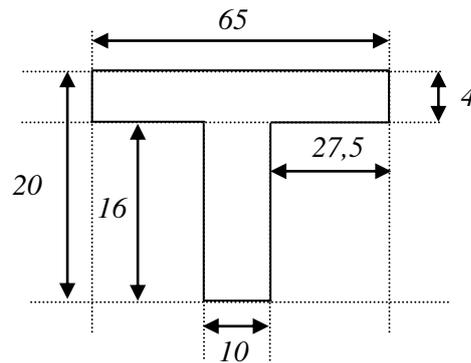


Figure IV-2 : Schéma de poutrelle

➤ **V. 2.1.1. Les différents types des poutrelles :**

On a 6 types des nervures : (plancher terrasse et tous les autres niveaux)

Type	Schéma statique de poutrelles
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 2	
Type 3	

Tableau V--1-: Les différents des types des poutrelles

❖ Type 1 :



Figure V-A-1: Schéma statiques des types des poutrelles

▪ **Méthode de calcul :**

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives. Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leur étude s'effectue selon l'une des méthodes suivantes :

-Méthode forfaitaire.

-Méthode de Caquot.

On choisie la méthode de calcul de plancher par condition de :

- Si les Planchers à charge d'exploitation élevée \implies on utilise la méthode de Caquot
- Si les planchers à charge modéré (faible) on utilise la méthode forfaitaire si les conditions sont applicables si non on utilise la méthode de Caquot.

✓ **Présentation théorique de la méthode forfaitaire :**

Il s'agit d'une méthode simplifiée de calcul applicable aux planchers à surcharges modérées, tels que les planchers des constructions courantes comme les bâtiments d'habitation, les bâtiments à usage de bureaux, d'enseignement, d'hôpitaux.....

L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct. Suivant le **BAEL 91**, on peut appliquer « la méthode forfaitaire » pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée, si les conditions suivants sont remplies :

- Surcharge d'exploitation Q (KN/m²) inférieur à max (2G ; 5(KN/m²))
- Les moments d'inertie sont les même dans la différente travée $I=cte$
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre $0.8 \leq \frac{L_{i+1}}{L_i} \leq 1.25$
- La fissuration considérée est non préjudiciable

✓ Tableau Récapitulatif :

❖ Type 1 :

	Q (KN/m ²)	2G (KN/m ²)	I constante	fissuration	Observation
P. Terrasse	1,5	8.64	constante	non préjudiciable	C.V
P. Étage Courant	1.5	10,68	constante	non préjudiciable	C.V
P.RDC	2,5	10,68	constante	non préjudiciable	C.V

Tableau V-A-1-: Récapitulatif de types 1 des poutrelles

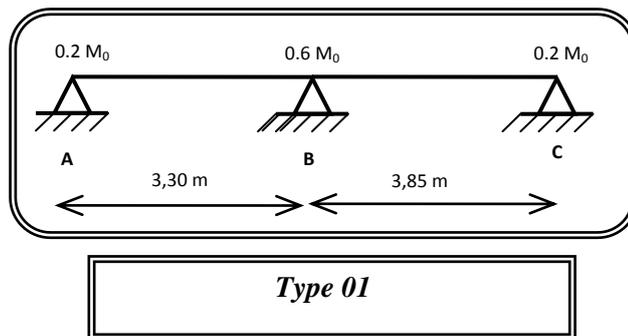
3^{ème} Condition: $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

Type 1 :

$0.8 \leq \frac{3.30}{3,85} = 0.8 \leq 1.25$ CV ; donc on

applique la méthode forfaitaire pour type 1 de poutrelle.

✚ Application de la méthode forfaitaire pour type 1 :



■ Plancher terrasse :

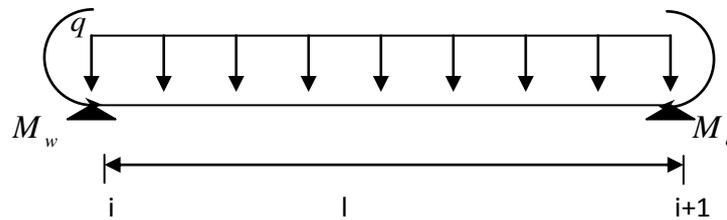
Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ (le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes en valeur non pondérée).

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

M_w ; M_e : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et droite dans la travée considérée.

Chapitre V : Etude des planchers

M_t : moment maximal dans la travée considérée



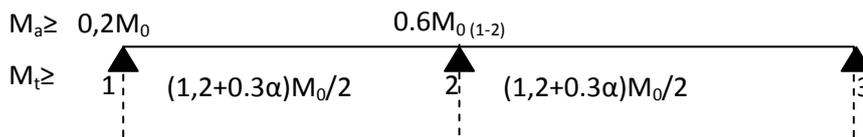
D'après les règles de **BAEL91** les valeurs de M_w , M_e et M_t doivent vérifier les conditions **BAEL91** les valeurs de M_w , M_e et M_t doivent vérifier les conditions :

$$1 \bullet M_t \geq \max [(1+0.3 \alpha) M_0; 1.05 M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$$

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

➤ **Les valeurs minimales des moments :**

Cas d'une poutre à deux travées : $M_0(1-2) = \max (M_{01} ; M_{02})$



• **Combinaison de charge :** (Le calcul fait pour une bande de 65 cm)

E.L.U : $Q_u = [1.35G + 1.5Q] \times 0.65$

E.L.S : $Q_s = (G+Q) \times 0.65$

✓ **Tableau Récapitulatif :**

	g	q	E. L. U	E. L. S
P. Terrasse (N/ml)	4,32	1.5	5.253	3,783
P. Étage courant(N/ml)	5,34	1.5	6.148	4,446
P.RDC	5,34	2,5	7,123	5,096

Tableau V-A -2-: Récapitulatif de la Combinaison de charge

Remarque : Les poutrelles de plancher terrasse sont les plus sollicitées.

Calcul α :

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} \implies \frac{1,5}{4,32 + 1,5} = \mathbf{0,257}$$

α	P .Terrasse
α	0,257

➤ **Les moments isostatiques :**

$$\bullet M_o^u = \frac{Q_u \times l^2}{8}$$

$$\bullet M_o^s = \frac{Q_s \times l^2}{8}$$

M_o^u (KN.m) **en travée**

$$M_o^u_1 = 7.150 \text{KN.m}$$

$$M_o^u_2 = 9.732 \text{KN.m}$$

M_o^s (KN.m) **en travée**

$$M_o^s_1 = 5.149 \text{KN.m}$$

$$M_o^s_2 = 7.009 \text{KN.m}$$

• **Les moments sur appuis :**

$$Ma_1 = 0.2M_{o(1)} ; Ma_2 = 0,6M_{o(2)} ; Ma_3 = 0.2 M_{o(2)}$$

	APPUIS	Ma ultime	Ma servise
P.TERRASSE	A1	1,43	1.029
	A2	5.839	4.205
	A3	1.946	1,401

Tableau V-A-3-: Les moments sur appuis - p. terrasse -

Chapitre V : Etude des planchers

- Les moments en travée :

- $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max} [(1+0.3 \alpha) M_0 ; 1.05 M_0]$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq (1+0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{dans une travée intermédiaire} \\ M_t \geq (1.2+0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{dans une travée de rive} \end{array} \right.$$

Travée (1-2): travée de rive

$$M_{T_{1-2}} : \max \left\{ \begin{array}{l} M_{t_{1-2}} = \max \left\{ 1,05M_0 - M_w + M_e \right\} / 2 \\ M_{t_{1-2}} = \left\{ (1,2+0,3\alpha) M_{01/2} \right\} \end{array} \right.$$

Travée (1-2): travée de rive

$$M_{t_{(1-2)}} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 (7.150) - (5.839+1.43) / 2 = 3.873 \text{ KN.m} \\ (1.2+0.3 \times 0.257) \times 7.150 / 2 = 4.565 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Donc $M_{t_{(1-2)}} = 4.565 \text{ KN.m}$

Travée (2-3): travée de rive

$$M_{t_{(2-3)}} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 (9.732) - (1.946+5.839) / 2 = 6.326 \text{ KN.m} \\ (1.2+0.3 \times 0.257) \times 9.732 / 2 = 6.214 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Donc $M_{t_{(2-3)}} = 6.326 \text{ KN.m}$

M en travée E.L.S (KN*m)

$M_{t_{(1-2)}} = 3.287 \text{ KN.m}$

$M_{t_{(2-3)}} = 4.556 \text{ KN.m}$

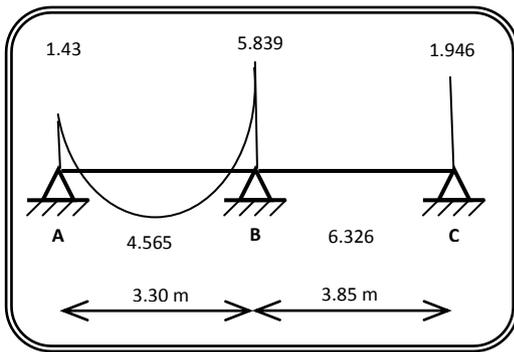


Figure V-A-2: Diagramme de moment à ELU

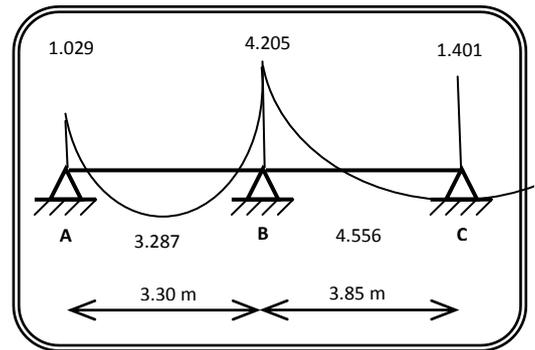


Figure V-A-3: Diagramme de moment à ELS

✚ Détermination de l'effort tranchant:

• Calcul des efforts tranchant :

$$T_{w(1-2)} = q_u L/2 = 5.253 \times 3.3/2 = \mathbf{8.667 \text{ KN}}$$

$$T_{e(1-2)} = 1.1 T_{w(1-2)} = 1.1 \times 8.667 = \mathbf{9.534 \text{ KN}}$$

$$T_{w(2-3)} = 1.1 q_u L/2 = 1.1 \times 5.253 \times 3.85/2 = \mathbf{11.12 \text{ KN}}$$

$$T_{e(2-3)} = q_u L/2 = 5.253 \times 3.85/2 = \mathbf{10.112 \text{ KN}}$$

✓ Diagramme des efforts tranchants :

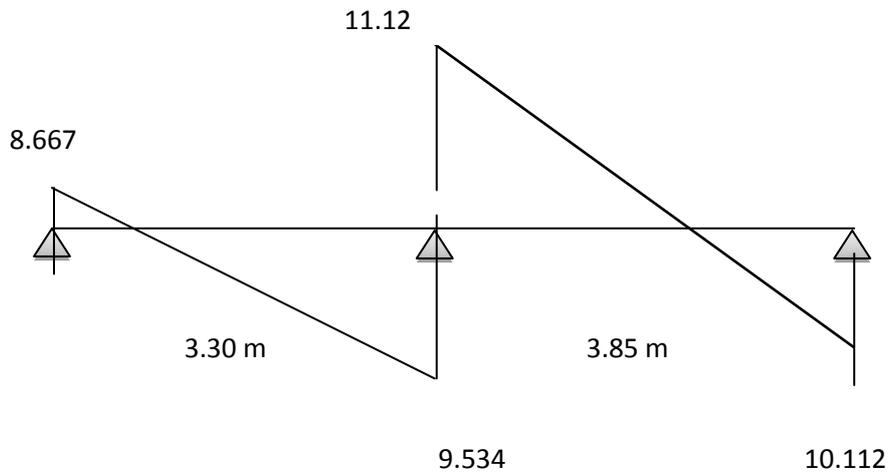
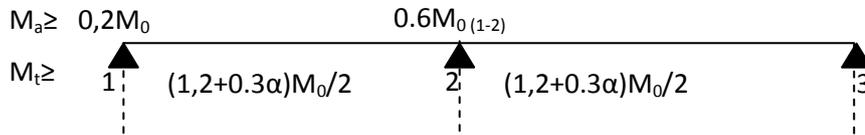


Figure V-A-4: Diagramme des efforts tranchants

■ **Plancher étage courant :**

cas d'une poutre à deux travées : $M_0(1-2) = \max(M_{01}; M_{02})$



- **Combinaison de charge :** (Le calcul fait pour une bande de 65 cm)

E.L.U : $Q_u = [1.35G + 1.5Q] \times 0.65$

E.L.S : $Q_s = (G+Q) * 0,65$

✓ **Tableau Récapitulatif :**

	g	q	E. L. U	E. L. S
P. Étage courant(N/ml)	5,34	1,5	6,148	4,446

Tableau V-A-1-1: Récapitulatif de la Combinaison de charge

Remarque : Les poutrelles de plancher terrasse sont les plus sollicitées.

Calcul α :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \implies \frac{1.5}{5.34+1.5}$$

α	P .Terrasse
α	0,219

➤ **Les moments isostatiques :**

$$\bullet M_o^u = \frac{Q_u \times l^2}{8}$$

$$\bullet M_o^s = \frac{Q_s \times l^2}{8}$$

M_0^U (KN.m) **en travée**

$$M_0^U 1 = 8.368 \text{KN.m}$$

$$M_0^U 2 = 11.391 \text{KN.m}$$

M_0^S (KN.m) **en travée**

$$M_0^S 1 = 6,05 \text{KN.m}$$

$$M_0^S 2 = 8.237 \text{KN.m}$$

Chapitre V : Etude des planchers

• Les moments sur appuis :

$$Ma_1=0.2M_{0(1)} ; Ma_2=0,6M_{0(2)} ; Ma_3=0.2 M_{0(2)}$$

	APPUIS	Ma ultime	Ma servise
P.TERRASSE	A1	1,673	1.21
	A2	6.834	4.942
	A3	2.278	1.647

Tableau V-A-1-2-: Les moments sur appuis - p. terrasse -

• Les moments en travée :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max [(1+0.3 \alpha) M_0; 1.05 M_0]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq (1+0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{dans une travée intermédiaire} \\ M_t \geq (1.2+0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{dans une travée de rive} \end{array} \right.$$

Travée (1-2): travée de rive

$$M_{T_{1-2}} : \max \left\{ \begin{array}{l} M_{t_{1-2}} = \max \left\{ 1,05M_0 - M_w + M_e \right\} / 2 \\ M_{t_{1-2}} = \left\{ (1,2+0,3\alpha) M_{01} / 2 \right\} \end{array} \right.$$

Travée (1-2): travée de rive

$$M_{t_{(1-2)}} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 (8.368) - (6.834+1.673) / 2 = 4.533 \text{ KN.m} \\ (1.2+0.3 \times 0.219) \times 8.368 / 2 = 5.295 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Donc $M_{t_{(1-2)}} = 5.295 \text{ KN.m}$

Travée (2-3): travée de rive

$$M_{t_{(2-3)}} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 (11.391) - (2.278+6.834) / 2 = 7.404 \text{ KN.m} \\ (1.2+0.3 \times 0.219) \times 11.391 / 2 = 7.208 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Donc $M_{t_{(2-3)}} = 7.404 \text{ KN.m}$

M en travée E.L.S (KN*m)

$M_{t(1-2)} = 3.828 \text{ KN.m}$

$M_{t(2-3)} = 5.354 \text{ KN.m}$

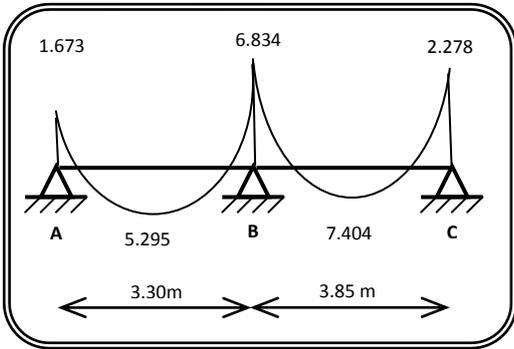


Figure V-A-1-1 : Diagramme de moment à ELU

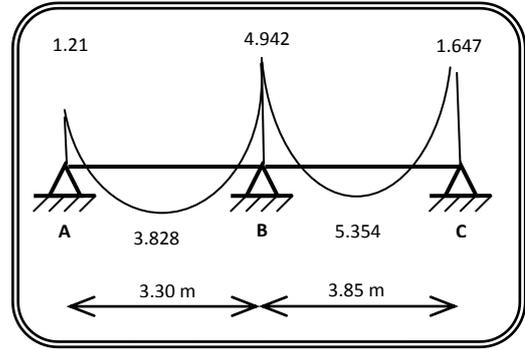


Figure V-A-1-2: Diagramme de moment à ELS

✚ Détermination de l'effort tranchant:

• Calcul des efforts tranchant :

$T_{w(1-2)} = q_u L/2 = 6.148 \times 3.3/2 = 10.144 \text{ KN}$

$T_{e(1-2)} = 1.1 T_{w(1-2)} = 1.1 \times 10.144 = 11.158 \text{ KN}$

$T_{w(2-3)} = 1.1 q_u L/2 = 1.1 \times 6.148 \times 3.85/2 = 13.018 \text{ KN}$

$T_{e(2-3)} = q_u L/2 = 6.148 \times 3.85/2 = 11.834 \text{ KN}$

Diagramme des efforts tranchants :

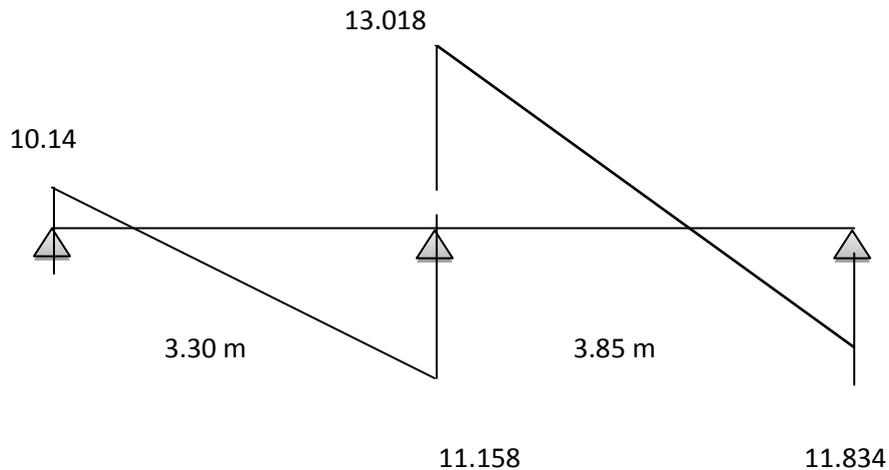
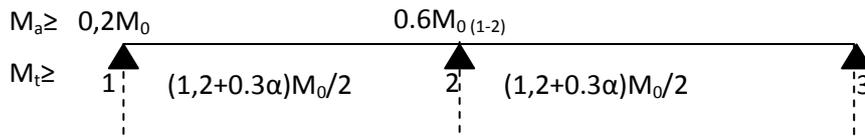


Figure V-A-1-3: Diagramme des efforts tranchants

■ Plancher RDC:

Chapitre V : Etude des planchers

cas d'une poutre à deux travées : $M_0(1-2) = \max(M_{01}; M_{02})$



- **Combinaison de charge** : (Le calcul fait pour une bande de 65 cm)

E.L.U : $Q_u = [1.35G + 1.5Q] \times 0.65$

E.L.S : $Q_s = (G+Q) * 0,65$

✓ **Tableau Récapitulatif :**

	g	q	E. L. U	E. L. S
P.RDC	5,34	2,5	7.123	5.096

Tableau V-A-1-3: Récapitulatif de la Combinaison de charge

Remarque : Les poutrelles de plancher terrasse sont les plus sollicitées.

Calcul α :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \implies \frac{2.5}{5.34+2.5}$$

α	P .Terrasse
α	0,318

➤ **Les moments isostatiques :**

$$\bullet M_o^u = \frac{Q_u \times l^2}{8}$$

$$\bullet M_o^s = \frac{Q_s \times l^2}{8}$$

M_0^U (KN.m) **en travée**

$$M_0^U 1 = 9.696 \text{KN.m}$$

$$M_0^U 2 = 13.197 \text{KN.m}$$

M_0^S (KN.m) **en travée**

$$M_0^S 1 = 6,936 \text{KN.m}$$

$$M_0^S 2 = 9.441 \text{KN.m}$$

Chapitre V : Etude des planchers

• Les moments sur appuis :

$$Ma_1=0.2M_{0(1)} ; Ma_2=0,6M_{0(2)} ; Ma_3=0.2 M_{0(2)}$$

	APPUIS	Ma ultime	Ma servise
P.TERRASSE	A1	1,939	1.387
	A2	7.918	5.664
	A3	2.639	1.888

Tableau V-A-1-4: Les moments sur appuis - p. terrasse -

• Les moments en travée :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max [(1+0.3 \alpha) M_0; 1.05 M_0]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq (1+0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{dans une travée intermédiaire} \\ M_t \geq (1.2+0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{dans une travée de rive} \end{array} \right.$$

Travée (1-2): travée de rive

$$M_{T_{1-2}} : \max \left\{ \begin{array}{l} M_{t_{1-2}} = \max \{ 1,05M_0 - M_w + M_e / 2 \} \\ M_{t_{1-2}} = \{ (1,2+0,3\alpha) M_{01}/2 \} \end{array} \right.$$

Travée (1-2): travée de rive

$$M_{t_{(1-2)}} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 (9.696) - (7.918+1.939)/2 = 5.252 \text{ KN.m} \\ (1.2+0.3 \times 0.318) \times 9.696/2 = 6.280 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Donc $M_{t_{(1-2)}} = 6.280 \text{ KN.m}$

Travée (2-3): travée de rive

$$M_{t_{(2-3)}} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 (13.197) - (2.639+7.918)/2 = 8.578 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$(1.2+0.3 \times 0.318) \times 13.197 / 2 = 8.547 \text{ KN.m}$$

Donc $M_{t(2-3)} = 8.578 \text{ KN.m}$

M en travée E.L.S (KN*m)

$$M_{t(1-2)} = 4.492 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(2-3)} = 6.137 \text{ KN.m}$$

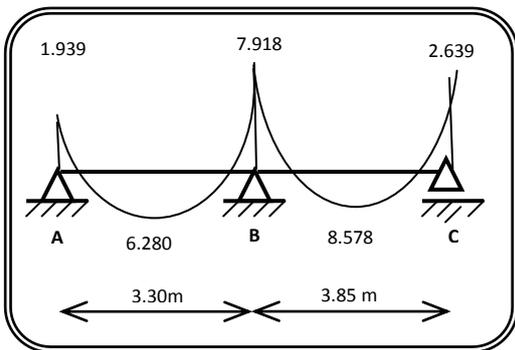


Figure V-A-1-4: Diagramme de moment à ELU

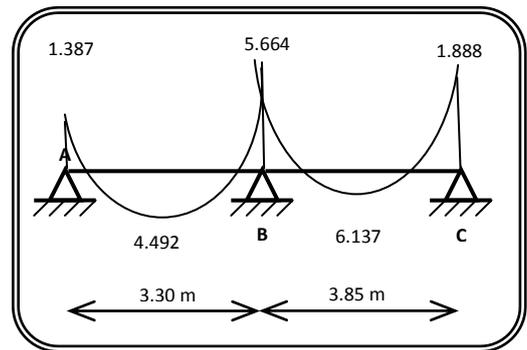


Figure V-A-1-5: Diagramme de moment à ELS

✚ Détermination de l'effort tranchant:

• Calcul des efforts tranchant :

$$T_{w(1-2)} = q_u L/2 = 7.123 \times 3.3 / 2 = 11.752 \text{ KN}$$

$$T_{e(1-2)} = 1.1 T_{w(1-2)} = 1.1 \times 11.752 = 12.927 \text{ KN}$$

$$T_{w(2-3)} = 1.1 q_u L/2 = 1.1 \times 7.123 \times 3.85 / 2 = 15.082 \text{ KN}$$

$$T_{e(2-3)} = q_u L/2 = 7.123 \times 3.85 / 2 = 13.711 \text{ KN}$$

Diagramme des efforts tranchants :

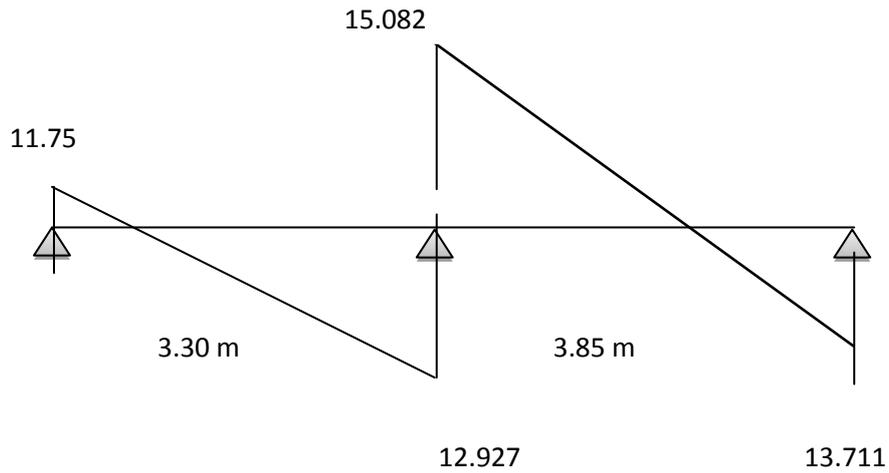


Figure V-A-1-6-: Diagramme des efforts tranchants

❖ **Type 2:**



Figure V-B-1: Schéma statiques des types des poutrelles

✓ **Tableau Récapitulatif :**

❖ **Type 2 :**

	Q (KN/m ²)	2G (KN/m ²)	I constante	fissuration	Observation
P. Terrasse	1,5	8.64	constante	non préjudiciable	C.V
P. Étage Courant	1.5	10,68	constante	non préjudiciable	C.V
P.RDC	2,5	10,68	constante	non préjudiciable	C.V

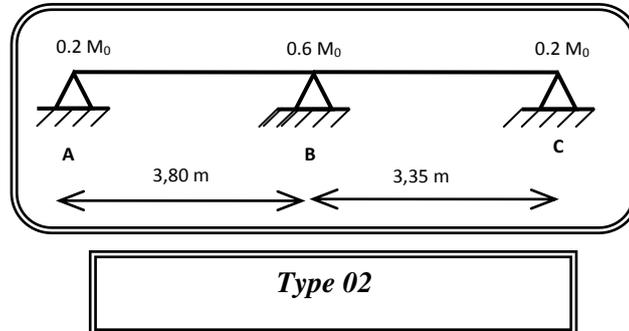
Tableau V-B-1: Récapitulatif de types 1 et 2 des poutrelles

3^{ème} Condition: $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

Type 1 :

$0.8 \leq \frac{3.80}{3.35} = 1.13 \leq 1.25$...CV ; donc on la méthode forfaitaire pour type 1 de poutrelle.

Application de la méthode forfaitaire pour type 2 :

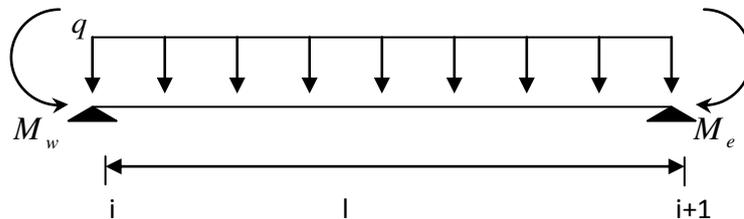


Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ (le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes en valeur non pondérée).

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

M_w ; M_e : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et droite dans la travée considérée.

M_t : moment maximal dans la travée considérée



D'après les règles de **BAEL91** les valeurs de M_w , M_e et M_t doivent vérifier les conditions **BAEL91** les valeurs de M_w , M_e et M_t doivent vérifier les conditions :

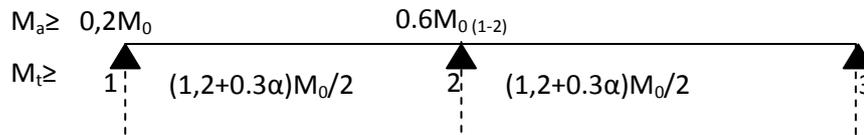
1 • $M_t \geq \max [(1+0.3 \alpha) M_0 ; 1.05 M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$

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

➤ **Les valeurs minimales des moments :**

Chapitre V : Etude des planchers

cas d'une poutre à deux travées : $M_0(1-2) = \max(M_{01} ; M_{02})$



- **Combinaison de charge** : (Le calcul fait pour une bande de 65 cm)

E.L.U : $Q_u = [1.35G + 1.5Q] \times 0.65$

E.L.S : $Q_s = (G+Q) * 0,65$

✓ **Tableau Récapitulatif :**

	g	q	E. L. U	E. L. S
P. Terrasse (N/ml)	4,32	1.5	5.253	3,783
P. Étage courant(N/ml)	5,34	1.5	6,148	4,446
P.RDC	5,34	2,5	7,123	5,096

Tableau V-B-2: Récapitulatif de la Combinaison de charge

Remarque : Les poutrelles de plancher terrasse sont les plus sollicitées.

Calcul α :

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} \implies \frac{1,5}{4,32 + 1,5} = \mathbf{0,257}$$

α	P .Terrasse
α	0,257

➤ **Les moments isostatiques :**

$$\bullet M_o^u = \frac{Q_u \times l^2}{8}$$

$$\bullet M_o^s = \frac{Q_s \times l^2}{8}$$

M_0^U (KN.m) **en travée**

$$M_0^U_1 = 8.600 \text{KN.m}$$

$$M_0^U_2 = 6.828 \text{KN.m}$$

M_0^S (KN.m) **en travée**

$$M_0^S_1 = 6.684 \text{KN.m}$$

Chapitre V : Etude des planchers

$$M_0^S = 5.306 \text{ KN.m}$$

• Les moments sur appuis :

$$Ma_1 = 0.2M_{0(1)} ; Ma_2 = 0.6M_{0(2)} ; Ma_3 = 0.2M_{0(2)}$$

	APPUIS	Ma ultime	Ma servise
P.TERRASSE	A1	1,72	1.336
	A2	4.096	3,183
	A3	1,365	1,061

Tableau V-B-3-: Les moments sur appuis - p. terrasse -

• Les moments en travée :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max [(1+0.3\alpha) M_0 ; 1.05 M_0]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq (1+0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{dans une travée intermédiaire} \\ M_t \geq (1.2+0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{dans une travée de rive} \end{array} \right.$$

Travée (1-2): travée de rive

$$M_{t(1-2)} : \max \left\{ \begin{array}{l} M_{t(1-2)} = \max \left[1.05M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \right] \\ M_{t(1-2)} = \left[(1.2+0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \right] \end{array} \right.$$

Travée (1-2): travée de rive

$$M_{t(1-2)} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 (8.600) - (4.096+1.72)/2 = 6.122 \text{ KN.m} \\ (1.2+0.3 \times 0.257) \times 8.600/2 = 5.491 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Donc $M_{t(1-2)} = 6.122 \text{ KN.m}$

Travée (2-3): travée de rive

$$M_{t(2-3)} : \max \begin{cases} 1.05 (8.828) - (1.724+5.174)/2 = 5.820 \text{ KN.m} \\ (1.2+0.3 \times 0.257) \times 8.828/2 = 5.637 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Donc $M_{t(2-3)} = 5.820 \text{ KN.m}$

M en travée E.L.S (KN*m)

$$M_{t(1-2)} = 4.759 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(2-3)} = 3.449 \text{ KN.m}$$

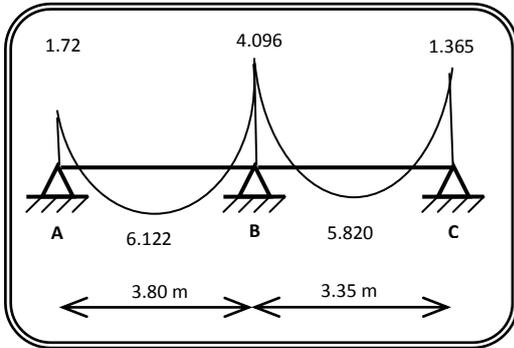


Figure V-B-2 : Diagramme de moment à ELU

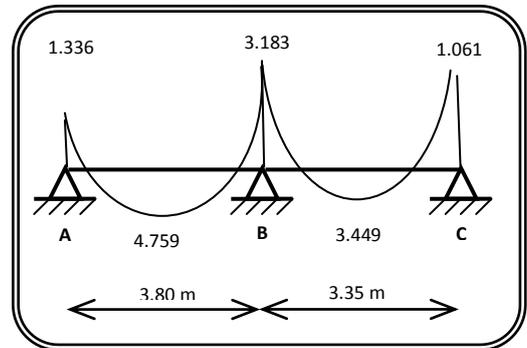


Figure V-B-3: Diagramme de moment à ELS

✚ Détermination de l'effort tranchant:

• **Calcul des efforts tranchant :**

$$T_{w(1-2)} = q_u L/2 = 4.7658 \times 3.8/2 = 9.055 \text{ KN}$$

$$T_{e(1-2)} = 1.1 T_{w(1-2)} = 1.1 \times 9.055 = 9.960 \text{ KN}$$

$$T_{w(2-3)} = 1.1 q_u L/2 = 1.1 \times 4.7658 \times 3.35/2 = 8.785 \text{ KN}$$

$$T_{e(2-3)} = q_u L/2 = 4.7658 \times 3.35/2 = 7.982 \text{ KN}$$

✓ Diagramme des efforts tranchants :

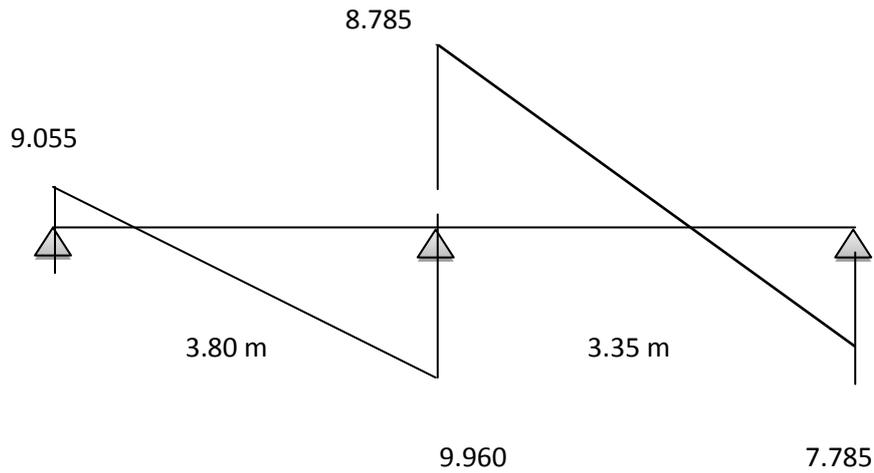
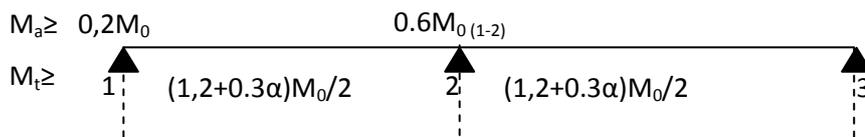


Figure V-B-4: Diagramme des efforts tranchants

✓ **Plancher étage courant :**

Cas d'une poutre à deux travées : $M_0(1-2) = \max(M_{01} ; M_{02})$



- **Combinaison de charge :** (Le calcul fait pour une bande de 65 cm)

E.L.U : $Q_u = [1.35G + 1.5Q] \times 0.65$

E.L.S : $Q_s = (G+Q) * 0,65$

✓ **Tableau Récapitulatif :**

	g	q	E. L. U	E. L. S
P. Étage courant(N/ml)	5,34	1,5	6,148	4,446

Tableau V-B-4: Récapitulatif de la Combinaison de charge

Remarque : Les poutrelles de plancher terrasse sont les plus sollicitées.

Calcul α :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \implies \frac{1.5}{5.34+1.5}$$

α	P .Terrasse
α	0,219

➤ **Les moments isostatiques :**

• $M_o^u = \frac{Q_u \times l^2}{8}$

• $M_o^s = \frac{Q_s \times l^2}{8}$

M_o^u (KN.m)

M_o^u (KN.m) en travée

$M_o^u_1 = 11.097\text{KN.m}$

$M_o^u_2 = 8.624\text{KN.m}$

M_o^s (KN.m) en travée

$M_o^s_1 = 8.025\text{KN.m}$

$M_o^s_2 = 6.236\text{KN.m}$

• **Les moments sur appuis :**

$Ma_1 = 0.2M_{o(1)}$; $Ma_2 = 0,6M_{o(2)}$; $Ma_3 = 0.2 M_{o(2)}$

	APPUIS	Ma ultime	Ma servise
P.TERRASSE	A1	2.219	1.60
	A2	5.174	3.741
	A3	1.724	1.247

Tableau IV-B-5-: Les moments sur appuis - p. terrasse -

• **Les moments en travée :**

• $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max [(1+0.3 \alpha) M_o; 1.05 M_o]$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq (1+0.3 \alpha) \frac{M_o}{2} \dots\dots\dots \text{dans une travée intermédiaire} \\ M_t \geq (1.2+0.3 \alpha) \frac{M_o}{2} \dots\dots\dots \text{dans une travée de rive} \end{array} \right.$$

Travée (1-2): travée de rive

$$M_{T_{1-2}} : \max \begin{cases} M_{t_{1-2}} = \max \{ 1,05M_0 - M_W + M_e / 2 \} \\ M_{t_{1-2}} = \{ (1,2+0,3\alpha) M_{01}/2 \} \end{cases}$$

Travée (1-2): travée de rive

$$M_{t_{(1-2)}} : \max \begin{cases} 1,05 (11,097) - (5,174+2,219)/2 = 7,955 \text{ KN.m} \\ (1,2+0,3 \times 0,219) \times 11,097/2 = 7,022 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Donc $M_{t_{(1-2)}} = 7,955 \text{ KN.m}$

Travée (2-3): travée de rive

$$M_{t_{(2-3)}} : \max \begin{cases} 1,05 (8,624) - (1,724+5,174)/2 = 5,606 \text{ KN.m} \\ (1,2+0,3 \times 0,219) \times 8,624/2 = 5,457 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Donc $M_{t_{(2-3)}} = 5,606 \text{ KN.m}$

M en travée E.L.S (KN*m)

$M_{t_{(1-2)}} = 5,756 \text{ KN.m}$

$M_{t_{(2-3)}} = 4,053 \text{ KN.m}$

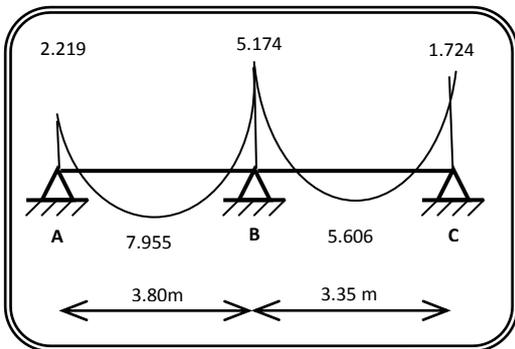


Figure V-B-1-1 : Diagramme de moment à ELU

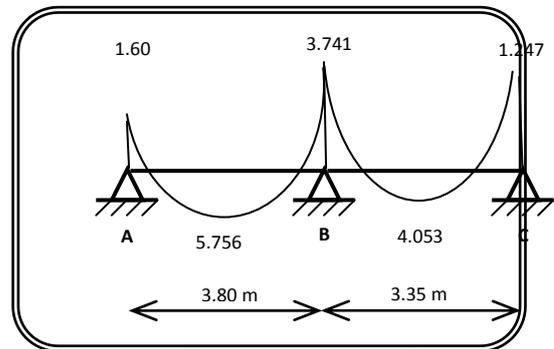


Figure V-B-1-2: Diagramme de moment à ELS

✚ Détermination de l'effort tranchant:

• **Calcul des efforts tranchant :**

$$T_{w(1-2)} = q_u L/2 = 6.148 \times 3.80 / 2 = \mathbf{11.681 \text{ KN}}$$

$$T_{e(1-2)} = 1.1 T_{w(1-2)} = 1.1 \times 11.681 = \mathbf{12.849 \text{ KN}}$$

$$T_{w(2-3)} = 1.1 q_u L/2 = 1.1 \times 6.148 \times 3.35 / 2 = \mathbf{11.327 \text{ KN}}$$

$$T_{e(2-3)} = q_u L/2 = 6.148 \times 3.35 / 2 = \mathbf{10.297 \text{ KN}}$$

Diagramme des efforts tranchants :

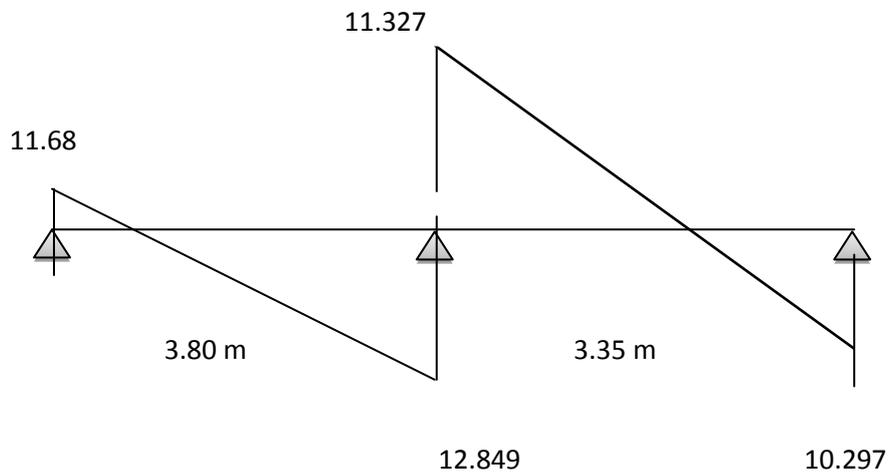
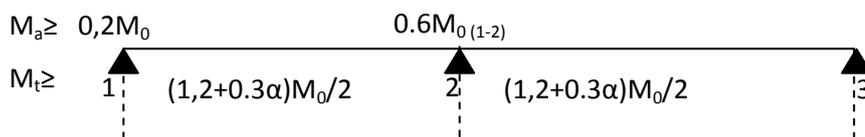


Figure V-B-1-3-: Diagramme des efforts tranchants

Plancher RDC:

cas d'une poutre à deux travées : $M_0(1-2) = \max(M_{01} ; M_{02})$



- **Combinaison de charge :** (Le calcul fait pour une bande de 65 cm)

E.L.U : $Q_u = [1.35G + 1.5Q] \times 0.65$

E.L.S : $Q_s = (G+Q) * 0,65$

Chapitre V : Etude des planchers

✓ Tableau Récapitulatif :

	g	q	E. L. U	E. L. S
P.RDC	5,34	2,5	7.123	5.096

Tableau V-B-6: Récapitulatif de la Combinaison de charge

Remarque : Les poutrelles de plancher terrasse sont les plus sollicitées.

Calcul α :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \implies \frac{2.5}{5.34+2.5}$$

α	P .Terrasse
α	0,318

➤ Les moments isostatiques :

$$\bullet M_0^u = \frac{Q_u \times l^2}{8}$$

$$\bullet M_0^s = \frac{Q_s \times l^2}{8}$$

$$M_0^u \text{ (KN.m)}$$

M_0^u (KN.m) en travée

$$M_0^u 1 = 12.857 \text{ KN.m}$$

$$M_0^u 2 = 9.992 \text{ KN.m}$$

M_0^s (KN.m) en travée

$$M_0^s 1 = 9.198 \text{ KN.m}$$

$$M_0^s 2 = 7.148 \text{ KN.m}$$

• Les moments sur appuis :

$$Ma_1 = 0.2M_{0(1)} ; Ma_2 = 0,6M_{0(2)} ; Ma_3 = 0.2 M_{0(2)}$$

	APPUIS	Ma ultime	Ma servise
P.TERRASSE	A1	2.571	1.839
	A2	5.995	4.288
	A3	1.998	1.429

Tableau V-B-7-: Les moments sur appuis - p. terrasse -

Chapitre V : Etude des planchers

- Les moments en travée :

- $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max [(1+0.3 \alpha) M_0; 1.05 M_0]$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq (1+0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{dans une travée intermédiaire} \\ M_t \geq (1.2+0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Dans une travée de rive} \end{array} \right.$$

Travée (1-2): travée de rive

$$M_{T_{1-2}} : \max \left\{ \begin{array}{l} M_{t_{1-2}} = \max \left\{ 1,05M_0 - M_w + M_e / 2 \right\} \\ M_{t_{1-2}} = \left\{ (1,2+0,3\alpha) M_{01}/2 \right\} \end{array} \right.$$

Travée (1-2): travée de rive

$$M_{t_{(1-2)}} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 (12.857) - (5.995+2.571)/2 = 9.216 \text{ KN.m} \\ (1.2+0.3 \times 0.318) \times 12.857/2 = 8.326 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Donc **Mt₍₁₋₂₎ = 9.216 KN.m**

Travée (2-3): travée de rive

$$M_{t_{(2-3)}} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 (9.992) - (1.998+5.995)/2 = 6.495 \text{ KN.m} \\ (1.2+0.3 \times 0.318) \times 9.992/2 = 6.471 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Donc **Mt₍₂₋₃₎ = 6.495 KN.m**

M en travée E.L.S (KN*m)

Mt₍₁₋₂₎ = 8.417KN.m

Mt₍₂₋₃₎ = 4.647KN.m

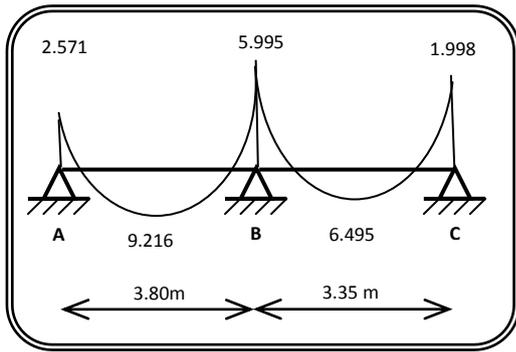


Figure V-B-1-4: Diagramme de moment à ELU

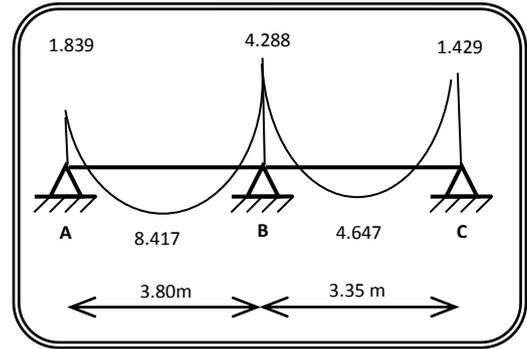


Figure V-B-1-5: Diagramme de moment à ELS

✚ Détermination de l'effort tranchant:

• Calcul des efforts tranchant :

$$T_{w(1-2)} = q_u L/2 = 7.123 \times 3.8/2 = 13.533 \text{ KN}$$

$$T_{e(1-2)} = 1.1 T_{w(1-2)} = 1.1 \times 13.533 = 14.886 \text{ KN}$$

$$T_{w(2-3)} = 1.1 q_u L/2 = 1.1 \times 7.123 \times 3.35/2 = 13.124 \text{ KN}$$

$$T_{e(2-3)} = q_u L/2 = 7.123 \times 3.35/2 = 11.931 \text{ KN}$$

Diagramme des efforts tranchants :

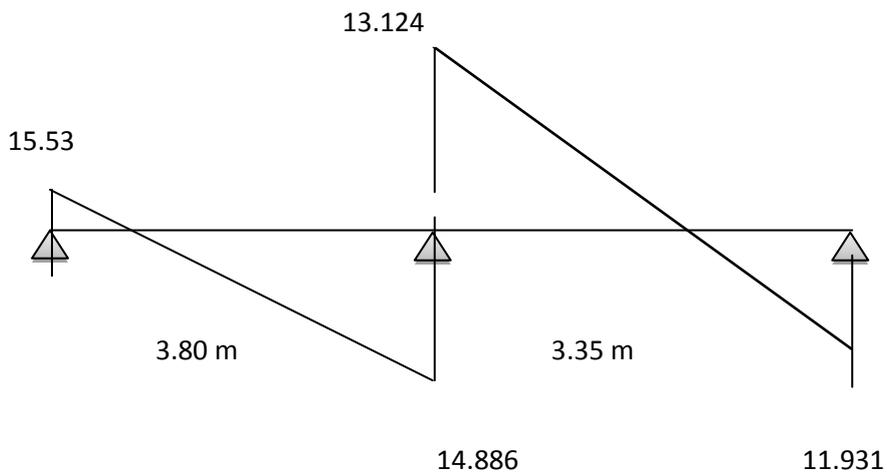


Figure V-B-1-6: Diagramme des efforts tranchants

❖ Type 3:

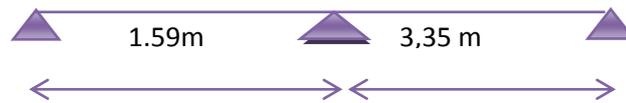


Figure V-C-1: Schéma statiques des types des poutrelles

✓ Tableau Récapitulatif :

❖ Type 3 :

	Q (KN/m ²)	2G (KN/m ²)	I constante	fissuration	Observation
P. Terrasse	1,5	8.64	constante	non préjudiciable	C.V
P. Étage Courant	1.5	10,68	constante	non préjudiciable	C.V
P.RDC	2,5	10,68	constante	non préjudiciable	C.V

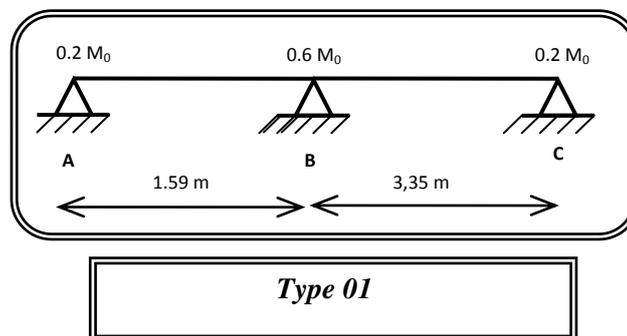
Tableau V-C-1: Récapitulatif de types 1 et 2 des poutrelles

3^{ème} Condition: $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

Type 3 :

$0.8 \leq \frac{1.59}{3.35} = 0.48 \leq 1.25$...CV ; donc on la méthode forfaitaire pour type 1 de poutrelle.

✚ Application de la méthode forfaitaire pour type 3 :



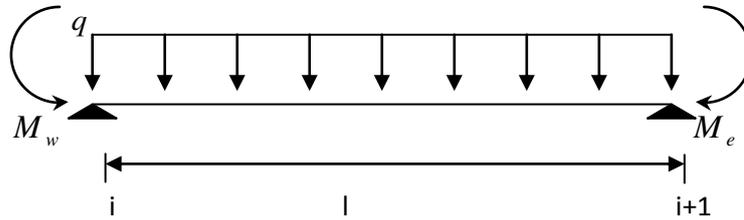
Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ (le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes en valeur non pondérée).

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

Chapitre V : Etude des planchers

M_w ; M_e : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et droite dans la travée considérée.

M_t : moment maximal dans la travée considérée



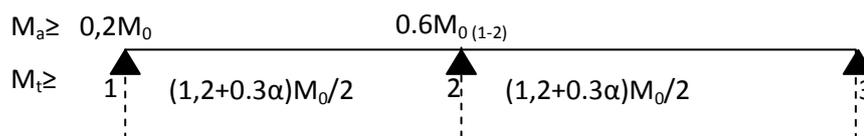
D'après les règles de **BAEL91** les valeurs de M_w , M_e et M_t doivent vérifier les conditions **BAEL91** les valeurs de M_w , M_e et M_t doivent vérifier les conditions :

$$1 \bullet M_t \geq \max [(1+0.3 \alpha) M_0 ; 1.05 M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$$

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

➤ **Les valeurs minimales des moments :**

cas d'une poutre à deux travées : $M_0(1-2) = \max (M_{01} ; M_{02})$



• **Combinaison de charge :** (Le calcul fait pour une bande de 65 cm)

E.L.U : $Q_u = [1.35G + 1.5Q] \times 0.65$

E.L.S : $Q_s = (G+Q) * 0,65$

✓ **Tableau Récapitulatif :**

	g	q	E. L. U	E. L. S
P. Terrasse (N/ml)	4,32	1.5	5.253	3,783
P. Étage courant(N/ml)	5,34	1.5	6,148	4,446

Tableau V-C-2: Récapitulatif de la Combinaison de charge

Remarque : Les poutrelles de plancher terrasse sont les plus sollicitées.

Calcul α :

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} \implies \frac{1,5}{4,32 + 1,5} = \mathbf{0,257}$$

α	P .Terrasse
α	0,257

➤ **Les moments isostatiques :**

$$\bullet M_o^u = \frac{Q_u \times l^2}{8}$$

$$\bullet M_o^s = \frac{Q_s \times l^2}{8}$$

M_o^u (KN.m)

M_o^u (KN.m) **en travée**

$$M_o^u_1 = 1.660 \text{KN.m}$$

$$M_o^u_2 = 7.368 \text{KN.m}$$

M_o^s (KN.m) **en travée**

$$M_o^s_1 = 1.119 \text{KN.m}$$

$$M_o^s_2 = 5.306 \text{KN.m}$$

• **Les moments sur appuis :**

$$Ma_1 = 0.2M_{o(1)} ; Ma_2 = 0,6M_{o(2)} ; Ma_3 = 0.2 M_{o(2)}$$

	APPUIS	Ma ultime	Ma servise
P.TERRASSE	A1	0.332	0.223
	A2	4.420	3,183
	A3	1,473	1,061

Tableau V-C-3: Les moments sur appuis - p. terrasse -

Chapitre V : Etude des planchers

- **Les moments en travée :**

- $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max [(1+0.3 \alpha) M_0 ; 1.05 M_0]$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq (1+0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{dans une travée intermédiaire} \\ M_t \geq (1.2+0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{dans une travée de rive} \end{array} \right.$$

Travée (1-2): travée de rive

$$M_{T_{1-2}} : \max \left\{ \begin{array}{l} M_{t_{1-2}} = \max \left[1,05M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \right] \\ M_{t_{1-2}} = \left[(1,2+0,3\alpha) M_{01}/2 \right] \end{array} \right.$$

Travée (1-2): travée de rive

$$M_{t_{(1-2)}} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 (1.660) - (4.420+0.332)/2 = -0.624 \text{ KN.m} \\ (1.2+0.3 \times 0.257) \times 1.660/2 = 1.064 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Donc **$M_{t_{(1-2)}} = 1.064 \text{ KN.m}$**

Travée (2-3): travée de rive

$$M_{t_{(2-3)}} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 (7.368) - (1.473+4.420)/2 = 4.790 \text{ KN.m} \\ (1.2+0.3 \times 0.257) \times 7.368/2 = 1.020 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Donc **$M_{t_{(2-3)}} = 4.790 \text{ KN.m}$**

M en travée E.L.S (KN*m)

$M_{t_{(1-2)}} = 0.713 \text{ KN.m}$

$M_{t_{(2-3)}} = 5.837 \text{ KN.m}$

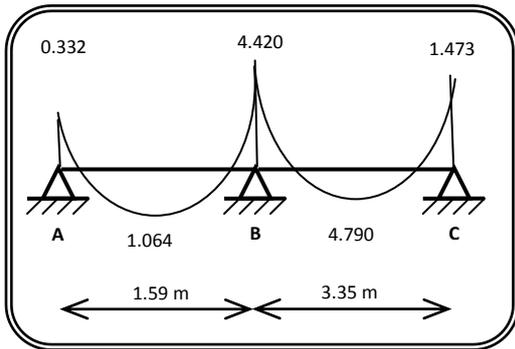


Figure V-C-2: Diagramme de moment à ELU

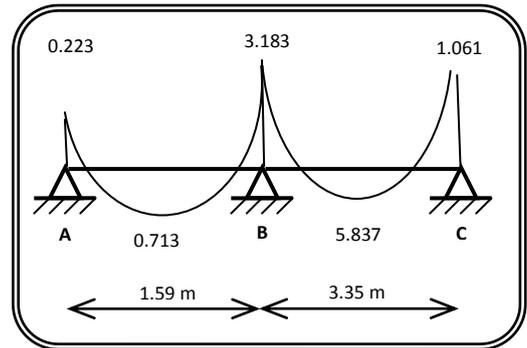


Figure V-C-3: Diagramme de moment à ELS

✚ Détermination de l'effort tranchant:

• Calcul des efforts tranchant :

$$T_{w(1-2)} = q_u L/2 = 5.253 \times 1.59 / 2 = 4.176 \text{ KN}$$

$$T_{e(1-2)} = 1.1 T_{w(1-2)} = 1.1 \times 4.176 = 4.593 \text{ KN}$$

$$T_{w(2-3)} = 1.1 q_u L/2 = 1.1 \times 5.253 \times 3.35 / 2 = 9.678 \text{ KN}$$

$$T_{e(2-3)} = q_u L/2 = 5.253 \times 3.35 / 2 = 8.798 \text{ KN}$$

✓ Diagramme des efforts tranchants :

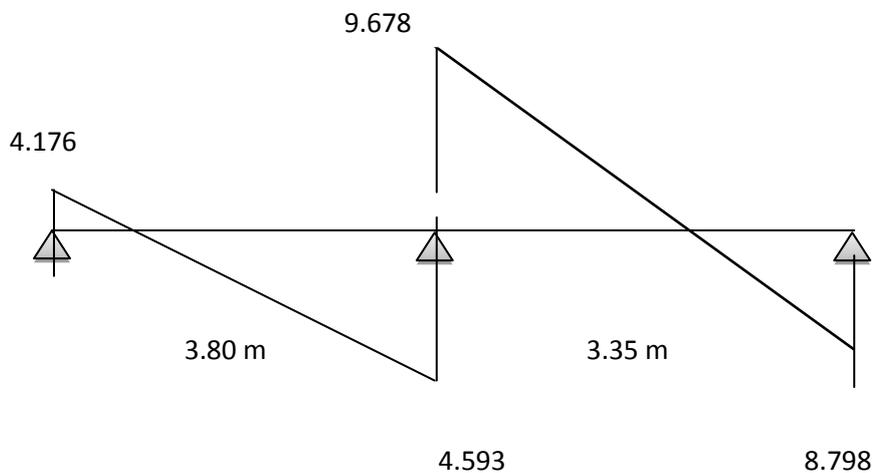
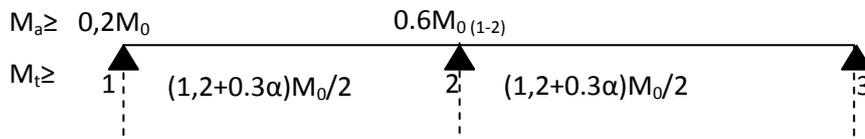


Figure V-C-4: Diagramme des efforts tranchants

Chapitre V : Etude des planchers

V-3) Plancher étage courant :

Cas d'une poutre à deux travées : $M_0(1-2) = \max(M_{01}; M_{02})$



- **Combinaison de charge** : (Le calcul fait pour une bande de 65 cm)

E.L.U : $Q_u = [1.35G + 1.5Q] \times 0.65$

E.L.S : $Q_s = (G+Q) * 0,65$

✓ Tableau Récapitulatif :

	g	q	E. L. U	E. L. S
P. Étage courant(N/ml)	5,34	1,5	6,148	4,446

Tableau V-C-4: Récapitulatif de la Combinaison de charge

Remarque : Les poutrelles de plancher terrasse sont les plus sollicitées.

Calcul α :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \implies \frac{1.5}{5.34+1.5}$$

α	P .Terrasse
α	0,219

➤ Les moments isostatiques :

$$\bullet M_0^u = \frac{Q_u \times l^2}{8}$$

$$\bullet M_0^s = \frac{Q_s \times l^2}{8}$$

M_0^U (KN.m)

M_0^U (KN.m) en travée

$$M_0^U 1 = 1.942 \text{KN.m}$$

$$M_0^U 2 = 8.624 \text{KN.m}$$

M_0^S (KN.m) en travée

Chapitre V : Etude des planchers

$$M_0^S \ 1 = 1.404 \text{KN.m}$$

$$M_0^S \ 2 = 6.236 \text{KN.m}$$

• Les moments sur appuis :

$$Ma_1 = 0.2M_{0(1)} ; Ma_2 = 0,6M_{0(2)} ; Ma_3 = 0.2 M_{0(2)}$$

	APPUIS	Ma ultime	Ma servise
P.TERRASSE	A1	0.388	0.280
	A2	5.174	3.741
	A3	1.724	1.247

Tableau V-C-5: Les moments sur appuis - p. terrasse -

• Les moments en travée :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max [(1+0.3 \alpha) M_0 ; 1.05 M_0]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq (1+0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{dans une travée intermédiaire} \\ M_t \geq (1.2+0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{dans une travée de rive} \end{array} \right.$$

Travée (1-2): travée de rive

$$M_{T_{1-2}} : \max \left\{ \begin{array}{l} M_{t_{1-2}} = \max \left[1,05M_0 - M_w + M_e \right] / 2 \\ M_{t_{1-2}} = \left[(1,2+0,3\alpha) M_{01} / 2 \right] \end{array} \right.$$

Travée (1-2): travée de rive

$$M_{t_{(1-2)}} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 (1.942) - (5.174+0.388) / 2 = -0.741 \text{ KN.m} \\ (1.2+0.3 \times 0.219) \times 1.942 / 2 = 1.228 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Donc $M_{t_{(1-2)}} = 1.228 \text{ KN.m}$

Travée (2-3): travée de rive

$$M_{t(2-3)} : \max \begin{cases} 1.05 (8.624) - (1.724 + 5.174) / 2 = 5.606 \text{ KN.m} \\ (1.2 + 0.3 \times 0.219) \times 8.624 / 2 = 5.457 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Donc $M_{t(2-3)} = 5.606 \text{ KN.m}$

M en travée E.L.S (KN*m)

$$M_{t(1-2)} = 0.888 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(2-3)} = 4.053 \text{ KN.m}$$

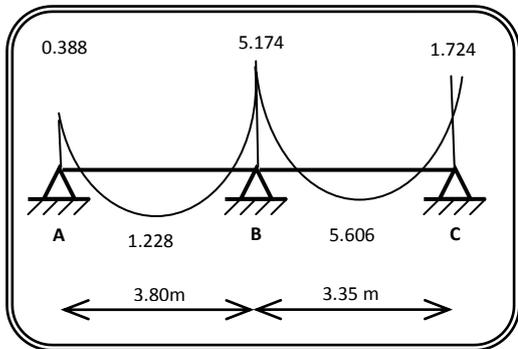


Figure V-C-4 : Diagramme de moment à ELU

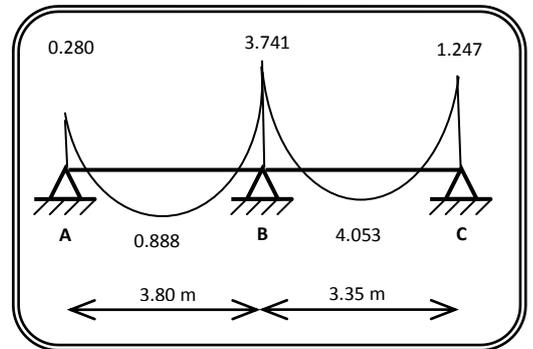


Figure V-C-5 Diagramme de moment à ELS

✚ Détermination de l'effort tranchant:

• Calcul des efforts tranchant :

$$T_{w(1-2)} = q_u L/2 = 6.148 \times 1.59 / 2 = 4.887 \text{ KN}$$

$$T_{e(1-2)} = 1.1 T_{w(1-2)} = 1.1 \times 4.887 = 5.375 \text{ KN}$$

$$T_{w(2-3)} = 1.1 q_u L/2 = 1.1 \times 6.148 \times 3.35 / 2 = 11.327 \text{ KN}$$

$$T_{e(2-3)} = q_u L/2 = 6.148 \times 3.35 / 2 = 10.297 \text{ KN}$$

Diagramme des efforts tranchants :

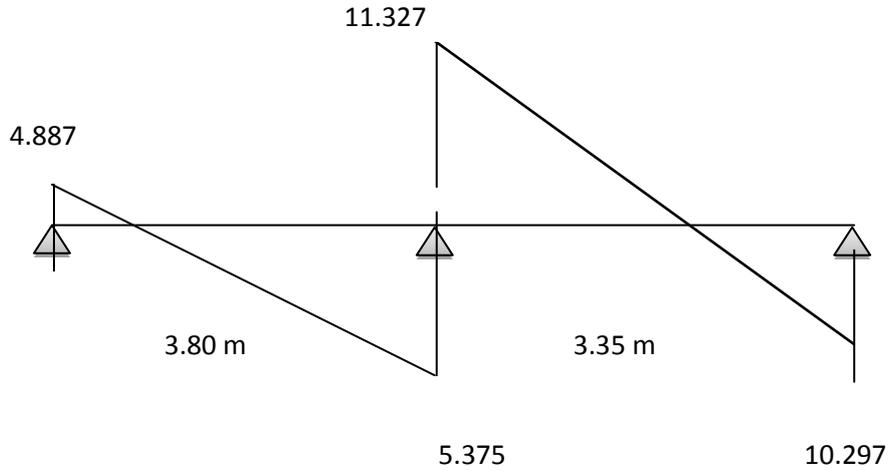


Figure V-C-6: Diagramme des efforts tranchants

❖ Type 4 :

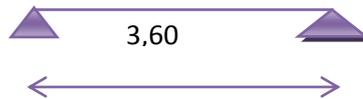


Figure V-D-1: Schéma statiques des types des poutrelles

✓ Tableau Récapitulatif :

❖ Type 4 :

	Q (KN/m ²)	2G (KN/m ²)	I constante	fissuration	Observation
P. Terrasse	1,5	8.64	constante	non préjudiciable	C.V
P. Étage Courant	1.5	10,68	constante	non préjudiciable	C.V
P.RDC	2,5	10,68	constante	non préjudiciable	C.V

Tableau V-D-1: Récapitulatif de types 1 et 2 des poutrelles

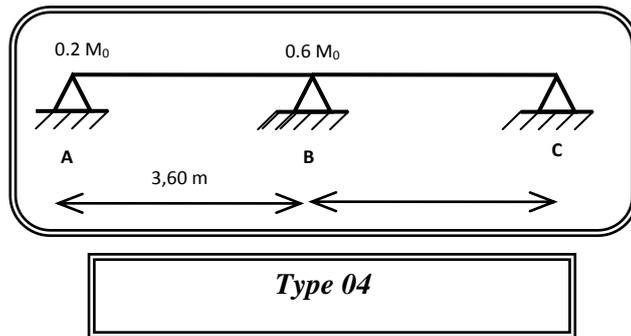
3^{ème} Condition: $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

Type 1 :

$$0.8 \leq \frac{3.30}{1.75} = 1.88 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{CV ; donc on}$$

applique la méthode forfaitaire pour type 1 de poutrelle.

Application de la méthode forfaitaire pour type 4 :

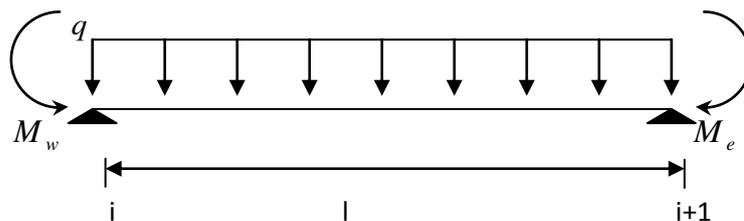


Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ (le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes en valeur non pondérée).

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

M_w ; M_e : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et droite dans la travée considérée.

M_t : moment maximal dans la travée considérée



D'après les règles de **BAEL91** les valeurs de M_w , M_e et M_t doivent vérifier les conditions **BAEL91** les valeurs de M_w , M_e et M_t doivent vérifier les conditions :

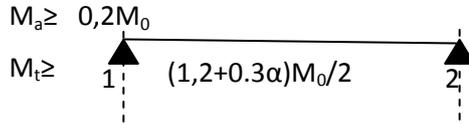
1 • $M_t \geq \max [(1+0.3 \alpha) M_0 ; 1.05 M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$

2 •
$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq (1+0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Dans une travée intermédiaire} \\ M_t \geq (1.2+0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Dans une travée de rive} \end{array} \right.$$

Chapitre V : Etude des planchers

➤ Les valeurs minimales des moments :

cas d'une poutre à deux travées : $M_{0(1-2)} = \max(M_{01}; M_{02})$



- **Combinaison de charge** : (Le calcul fait pour une bande de 65 cm)

E.L.U : $Q_u = [1.35G + 1.5Q] \times 0.65$

E.L.S : $Q_s = (G+Q) * 0,65$

✓ Tableau Récapitulatif :

	g	q	E. L. U	E. L. S
P. Terrasse (N/ml)	4,32	1.5	5.253	3,783
P. Étage courant(N/ml)	5,34	1.5	6.148	4,446
P.RDC	5,34	2,5	7,123	5,096

Tableau V-D-2: Récapitulatif de la Combinaison de charge

Remarque : Les poutrelles de RDC sont les plus sollicitées.

Calcul α :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \implies \frac{1,5}{4,32+1,5} = \mathbf{0,257}$$

α	P .Terrasse
α	0,257

➤ Les moments isostatiques :

$$\bullet M_o^u = \frac{Q_u \times l^2}{8}$$

$$\bullet M_o^s = \frac{Q_s \times l^2}{8}$$

M_0^U (KN.m) **en travée**

$$M_0^U = 8.509 \text{KN.m}$$

M_0^S (KN.m) **en travée**

$$M_0^S = 6.128 \text{KN.m}$$

Chapitre V : Etude des planchers

• Les moments sur appuis :

$$Ma_1=0.2M_0(1) ; Ma_2=0,2M_0(2)$$

	APPUIS	Ma ultime	Ma servise
P.TERRASSE	A1	1.701	1.225
	A2	1.701	1.225

Tableau V-6-4: Les moments sur appuis - p. terrasse -

• Les moments en travée :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max [(1+0.3 \alpha) M_0 ; 1.05 M_0]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq (1+0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{dans une travée intermédiaire} \\ M_t \geq (1.2+0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{dans une travée de rive} \end{array} \right.$$

Travée (1-2): travée de rive

$$M_{T_{1-2}} : \max \left\{ \begin{array}{l} M_{t_{1-2}} = \max \left\{ 1,05M_0 - M_w + M_e \right\} / 2 \\ M_{t_{1-2}} = \left\{ (1,2+0,3\alpha) M_{01} / 2 \right\} \end{array} \right.$$

Travée (1-2): travée de rive

$$M_{t_{(1-2)}} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 (8.509) - (1.701+1.701)/2 = 7.233 \text{ KN.m} \\ (1.2+0.3 \times 0.257) \times 8.509 / 2 = 5.432 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Donc $M_{t_{(1-2)}} = 7.233 \text{ KN.m}$

M en travée E.L.S (KN*m)

$M_{t(1-2)} = 5.209 \text{KN.m}$

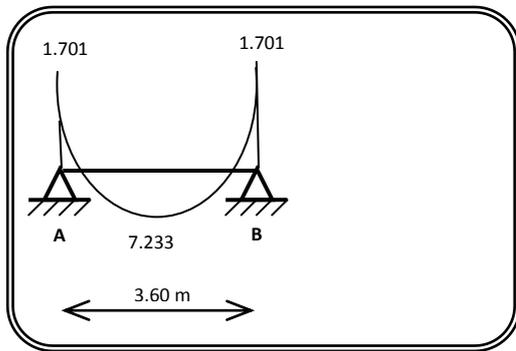


Figure V-D-3 : Diagramme de moment à ELU

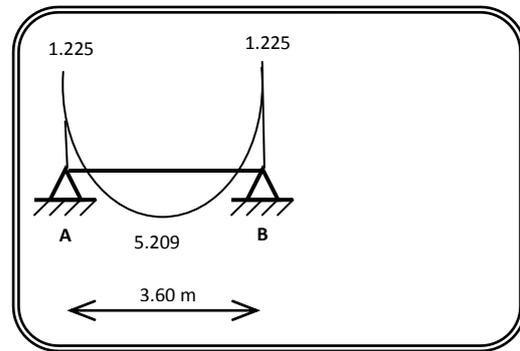


Figure V-D-4: Diagramme de moment à ELS

✚ Détermination de l'effort tranchant:

• Calcul des efforts tranchant :

$T_{w(1-2)} = q_u L/2 = 5.253 \times 3.60 / 2 = 18.91 \text{ KN}$

$T_e(1-2) = 1.1 T_{w(1-2)} = 1.1 \times 18.91 = 20.801 \text{ KN}$

✓ Diagramme des efforts tr

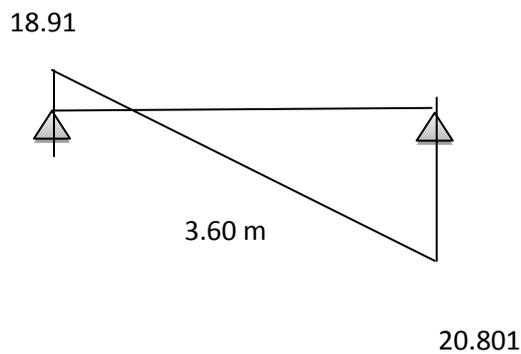
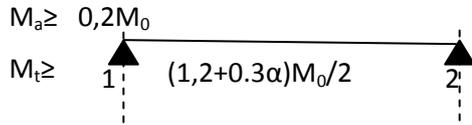


Figure V-D-5: Diagramme des efforts tranchants

Chapitre V : Etude des planchers

Plancher étage courant :

Cas d'une poutre à deux travées : $M_0(1-2) = \max(M_{01} ; M_{02})$



- **Combinaison de charge** : (Le calcul fait pour une bande de 65 cm)

E.L.U : $Q_u = [1.35G + 1.5Q] \times 0.65$

E.L.S : $Q_s = (G+Q) * 0,65$

✓ Tableau Récapitulatif :

	g	q	E. L. U	E. L. S
P. Étage courant(N/ml)	5,34	1,5	6,148	4,446

Tableau V-D-5: Récapitulatif de la Combinaison de charge

Remarque : Les poutrelles de plancher terrasse sont les plus sollicitées.

Calcul α :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \implies \frac{1.5}{5.34+1.5}$$

α	P .Terrasse
α	0,219

➤ Les moments isostatiques :

$$\bullet M_o^u = \frac{Q_u \times l^2}{8}$$

$$\bullet M_o^s = \frac{Q_s \times l^2}{8}$$

M_0^U (KN.m) en travée

$$M_0^U = 9.959 \text{KN.m}$$

M_0^S (KN.m) en travée

Chapitre V : Etude des planchers

$$M_0^S = 7.202 \text{ KN.m}$$

• Les moments sur appuis :

$$M_{a1} = 0.2M_{0(1)} ; M_{a2} = 0.2M_{0(2)}$$

	APPUIS	Ma ultime	Ma servise
P.TERRASSE	A1	1,991	1.440
	A2	1,991	1.440

Tableau V-D-6: Les moments sur appuis - p. terrasse -

• Les moments en travée :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max [(1+0.3\alpha) M_0 ; 1.05 M_0]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq (1+0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{dans une travée intermédiaire} \\ M_t \geq (1.2+0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{dans une travée de rive} \end{array} \right.$$

Travée (1-2): travée de rive

$$M_{T_{1-2}} : \max \left\{ \begin{array}{l} M_{t_{1-2}} = \max \left[1.05M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \right] \\ M_{t_{1-2}} = \left\{ (1.2+0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \right\} \end{array} \right.$$

Travée (1-2): travée de rive

$$M_{t_{(1-2)}} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 (9.959) - (1.991+1.991)/2 = 8.465 \text{ KN.m} \\ (1.2+0.3 \times 0.219) \times 9.959/2 = 6.301 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Donc $M_{t_{(1-2)}} = 8.465 \text{ KN.m}$

M en travée E.L.S (KN*m)

$$M_{t_{(1-2)}} = 6.122 \text{ KN.m}$$

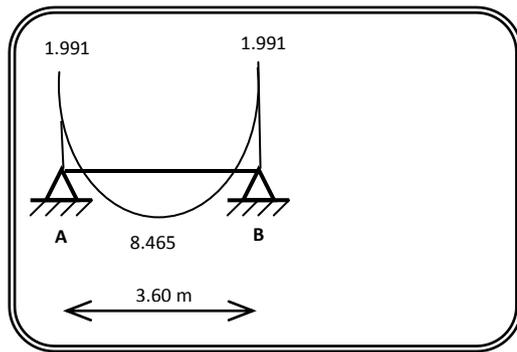


Figure V-D-6 : Diagramme de moment à ELU

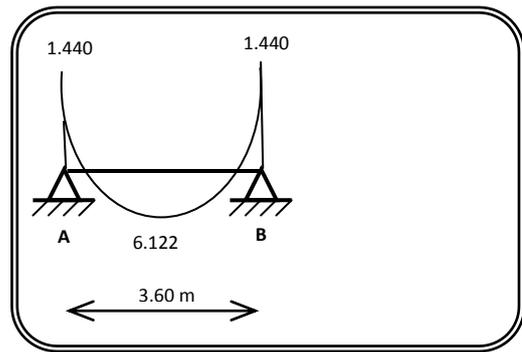


Figure V-D-7: Diagramme de moment à ELS

✚ Détermination de l'effort tranchant:

- Calcul des efforts tranchant :

$$T_{w(1-2)} = q_u L/2 = 6.148 \times 3.60 / 2 = 11.066 \text{ KN}$$

$$T_{e(1-2)} = 1.1 T_{w(1-2)} = 1.1 \times 11.066 = 12.173 \text{ KN}$$

Diagramme des efforts tranchants :

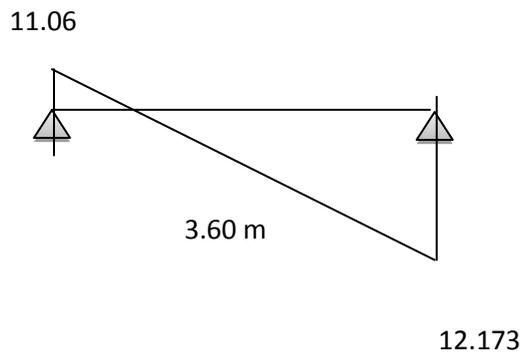
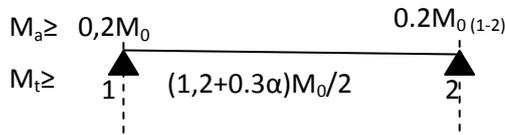


Figure IV-D-8-: Diagramme des efforts tranchants

Plancher RDC:

Cas d'une poutre à deux travées : $M_0(1-2) = \max(M_{01} ; M_{02})$



- **Combinaison de charge :** (Le calcul fait pour une bande de 65 cm)

E.L.U : $Q_u = [1.35G + 1.5Q] \times 0.65$

E.L.S : $Q_s = (G+Q) * 0,65$

✓ **Tableau Récapitulatif :**

	g	q	E. L. U	E. L. S
P.RDC	5,34	2,5	7.123	5.096

Tableau IV-D-7: Récapitulatif de la Combinaison de charge

Remarque : Les poutrelles de plancher terrasse sont les plus sollicitées.

Calcul α :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \implies \frac{2.5}{5.34+2.5}$$

α	P .Terrasse
α	0,318

➤ **Les moments isostatiques :**

$$\bullet M_o^u = \frac{Q_u \times l^2}{8}$$

$$\bullet M_o^s = \frac{Q_s \times l^2}{8}$$

M_0^U (KN.m) **en travée**

$$M_0^U = 11.539 \text{KN.m}$$

M_0^S (KN.m) **en travée**

$$M_0^S = 8.255 \text{KN.m}$$

Chapitre V : Etude des planchers

• Les moments sur appuis :

$$Ma_1=0.2M_{0(1)} ; Ma_2=0,2M_{0(2)}$$

	APPUIS	Ma ultime	Ma servise
P.TERRASSE	A1	2.307	1.651
	A2	2.307	1.651

Tableau V-D-8: Les moments sur appuis - p. terrasse -

• Les moments en travée :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max [(1+0.3 \alpha) M_0; 1.05 M_0]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq (1+0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{dans une travée intermédiaire} \\ M_t \geq (1.2+0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{dans une travée de rive} \end{array} \right.$$

Travée (1-2): travée de rive

$$M_{T_{1-2}} : \max \left\{ \begin{array}{l} M_{t_{1-2}} = \max \left[1,05M_0 - M_w + M_e \right] / 2 \\ M_{t_{1-2}} = \left\{ (1,2+0,3\alpha) M_{01} / 2 \right\} \end{array} \right.$$

Travée (1-2): travée de rive

$$M_{t_{(1-2)}} : \max \left\{ \begin{array}{l} 1.05 (11.539) - (2.307+2.307)/2 = 9.808 \text{ KN.m} \\ (1.2+0.3 \times 0.318) \times 11.539 / 2 = 7.473 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Donc $M_{t_{(1-2)}} = 9.808 \text{ KN.m}$

M en travée E.L.S (KN*m)

$$M_{t_{(1-2)}} = 7.01 \text{ KN.m}$$

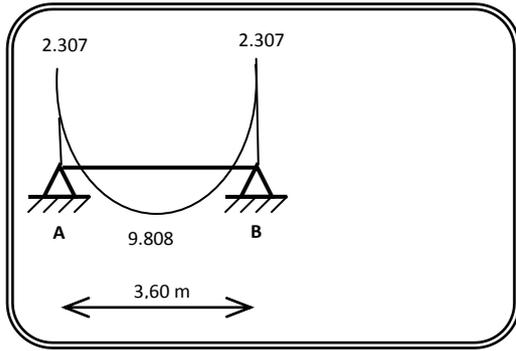


Figure V-D-9 : Diagramme de moment à ELU

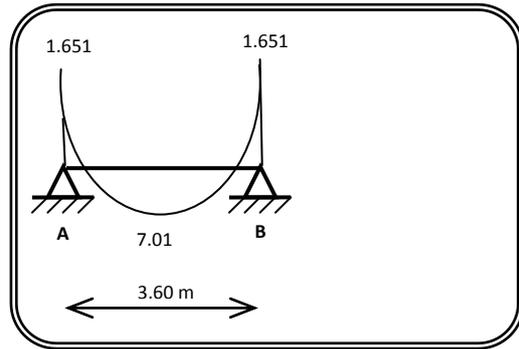


Figure V-D-10: Diagramme de moment à ELS

✚ Détermination de l'effort tranchant:

• Calcul des efforts tranchant :

$$T_{w(1-2)} = q_u L/2 = 7.123 \times 3.6/2 = 12.821 \text{ KN}$$

$$T_{e(1-2)} = 1.1 T_{w(1-2)} = 1.1 \times 12.821 = 14.103 \text{ KN}$$

Diagramme des efforts tranchants

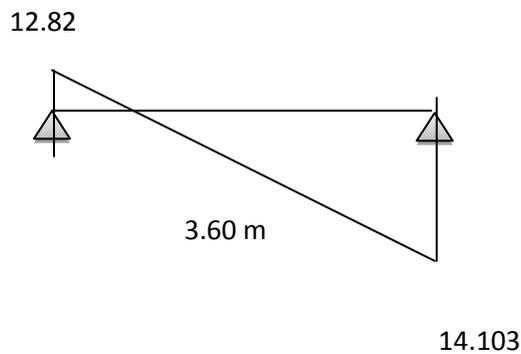


Figure IV-D-11-: Diagramme des efforts tranchants

TYPE 5: 7 Travées

✚ La méthode de Caquot :

• **Moments sur appui :**

$$M_a = -0.2M_o = -0.2ql^2/8$$

• **Effort tranchant :**

$$T(x) = M(x)/dx$$

Chapitre V : Etude des planchers

- **Moment en travée:**

$$M(x) = qx/2 - qx^2/2 + Mw + \frac{Me-Mw}{l} \cdot x$$

M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

(M_w, M_e) : Valeurs des moments sur les appuis de gauche et droite respectivement dans la travée considérée.

q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.

q_e : Charge répartie à droite de l'appui considéré.

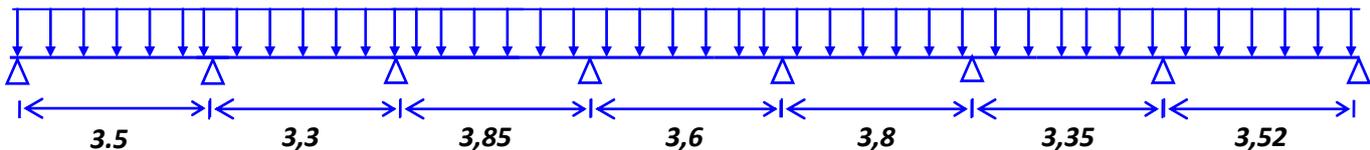
On calcule de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives l'_w à gauche et à droite avec :

$l' = l$ Pour une travée de rive.

$l' = 0,8l$ Pour une travée intermédiaire.

Où « l » représente la portée de la travée libre

$$G=423\text{kgf/m}^2 \cdot Q=150\text{kgf/m}^2 \cdot Q_u=0,525 \text{ t/m}^2 \cdot Q_s=0.367 \text{ t/m}^2$$



✓ **Calcul des moments :**

$$l' = 3,3 * 0,8 = 2,64\text{m}$$

$$l' = 3,85 * 0,8 = 3,08\text{m}$$

$$l' = 3,6 * 0,8 = 2,88\text{m}$$

$$l' = 3,8 * 0,8 = 3,04\text{m}$$

$$l' = 3,35 * 0,8 = 2,6\text{m}$$

Chapitre V : Etude des planchers

• Efforts internes

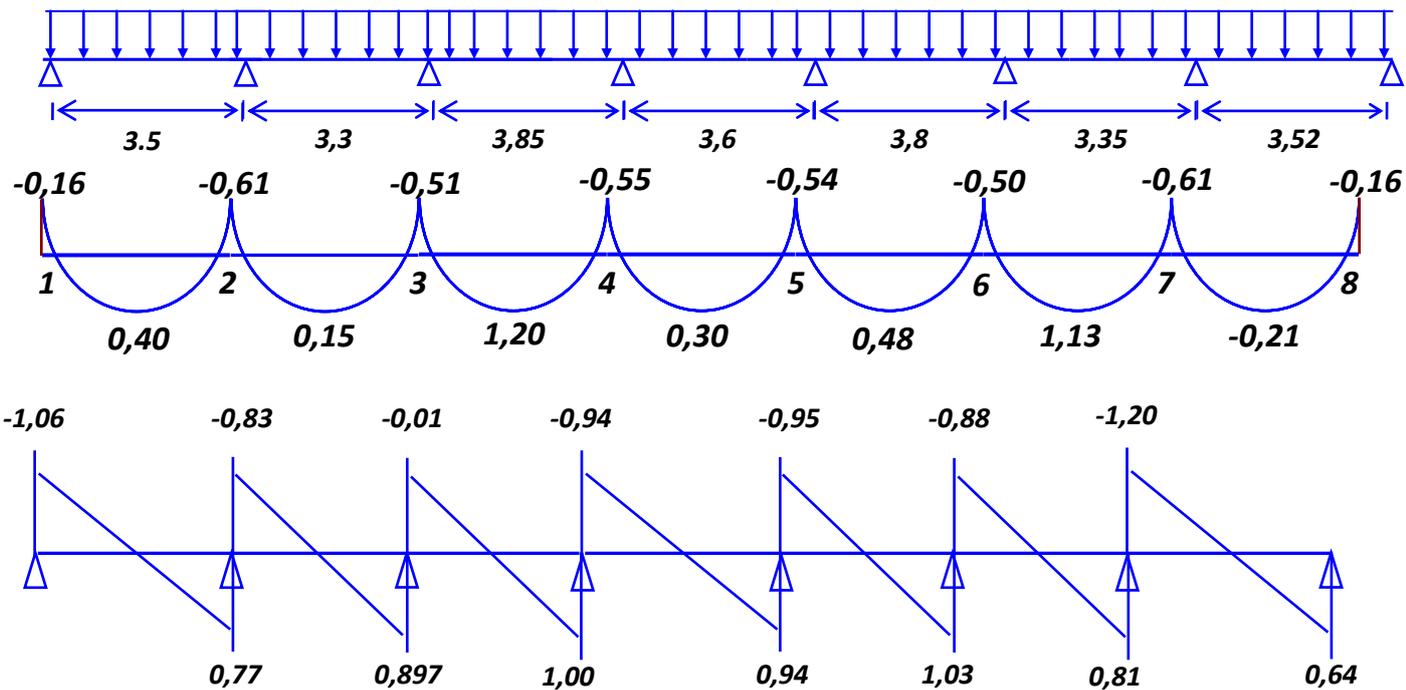
Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Travées		A	B	C	D	E	F	G	/
Longueur réelle (l)		3,35	3,00	2,30	2,125	3,35	3,22	3,3	/
Longueur réduit(l')		3,35	2,4	1,84	1,7	2,68	2,58	3,3	/
Appuis		1	2	3	4	5	6	7	8
l' _w (m)		0	3,50	2,64	3,08	2,88	3,04	2,6	3,52
l' _e (m)		3,5	2,6	3,04	2,88	3,08	2,64	3,50	0
Sur appuis	M _u (t.m)	-0,16	-0,61	-	-	-	-	-	-0,16
	M _{ser} (t.m)	-0,11	-0,43	0,51	0,55	0,54	0,50	0,61	-0,11
ELU	T _w (t)	-1,06	-0,83	-1,01	-0,94	-0,95	-0,88	-1,20	/
	T _e (t)	0,77	0,89	1,00	0,94	1,03	0,81	0,64	/
ELS	T _w (t)	-0,73	-0,58	-0,71	-0,65	-0,68	-0,62	-0,55	/
	T _e (t)	0,55	0,62	0,69	0,66	0,70	0,57	0,73	/
En travée	M _u (t.m)	0,40	0,15	1,20	0,3	0,48	1,13	-	/
	M _{ser} (KN. m	0,30	0,094	0,30	0,21	0,29	0,094	0,30	/

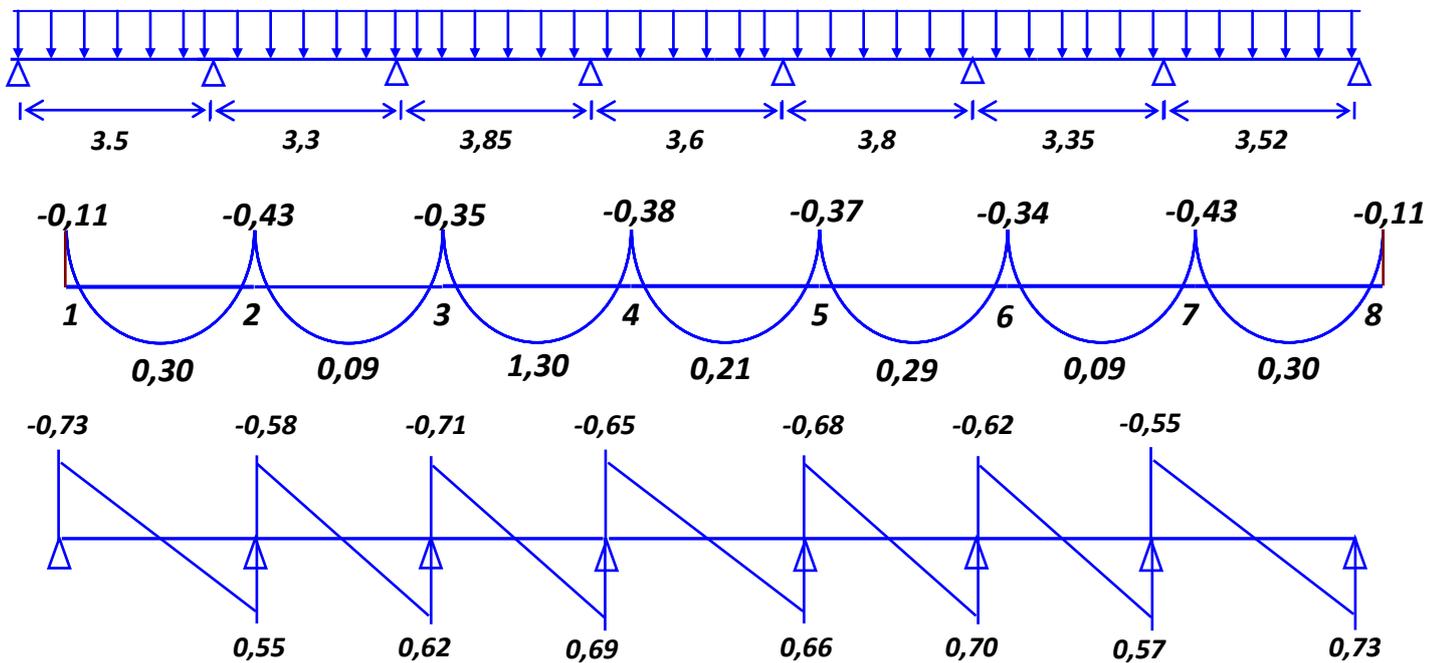
Tableau V-E-1 : Récapitulatif de l'effort internes

✓ Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

- ELU:

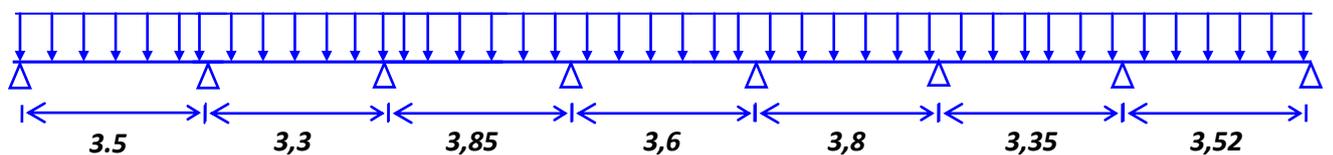


• ELS:



• Plancher Etage courant :

$G=534\text{kgf/m}^2$, $Q=150\text{kgf/m}^2$, $Q_u=0,614\text{t/m}^2$, $Q_s=0,4446\text{t/m}^2$



Chapitre V : Etude des planchers

• Efforts internes

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

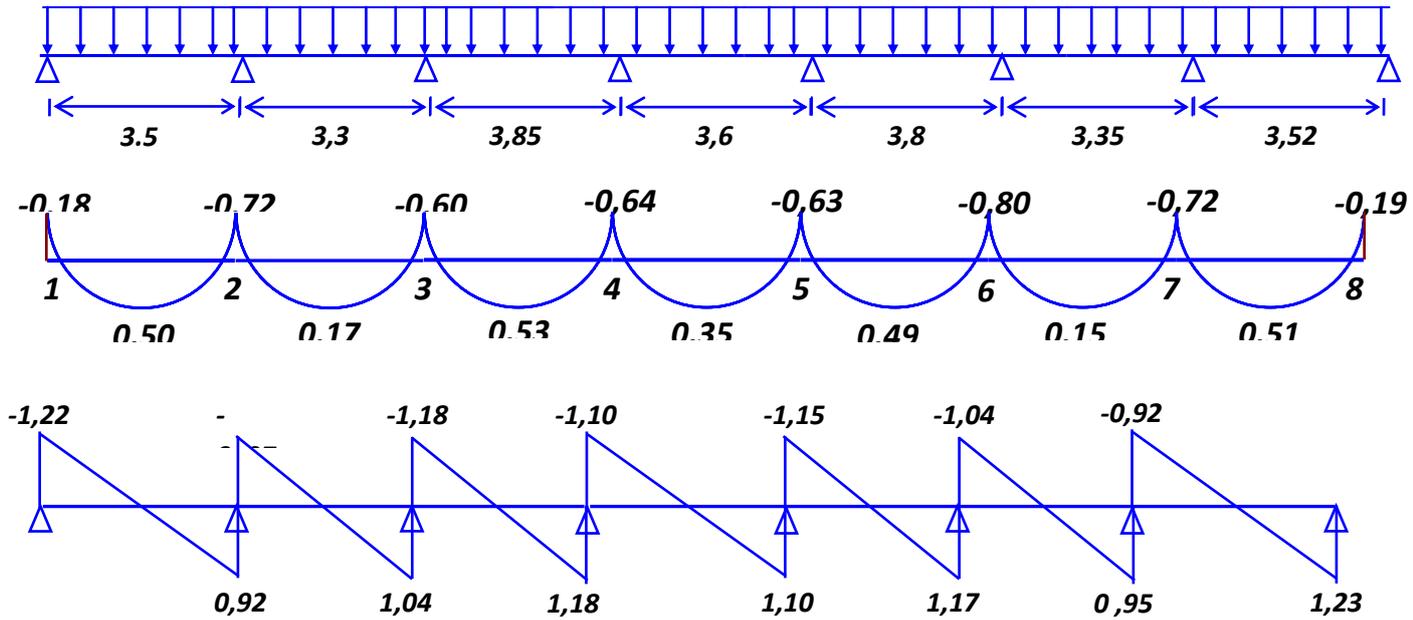
Travées		A	B	C	D	E	F	G	/
Longueur réelle (l)		3,35	3,00	2,30	,125	3,35	3,22	3,3	/
Longueur réduit(l')		3,35	2,4	1,84	1,7	2,68	2,58	3,3	/
Appuis		1	2	3	4	5	6	7	8
l'_w (m)		0	3,50	2,64	3,08	2,88	3,04	2,6	3,52
l'_e (m)		3,50	2,6	3,04	2,88	3,08	2,64	3,50	0
Sur appuis	M_u (t.m)	-0,18	-0,72	-	-	-	-	-	-0,19
	M_{ser} (t.m)	-0,13	-0,52	0,60	0,64	0,63	0,58	0,72	
ELU	T_w (t)	-1,22	-0,97	-	-	-	-	-	-0,13
	T_e (t)	0,92	1,04	0,43	0,46	0,45	0,42	0,52	
ELS	T_w (t)	-1,18	-1,10	-1,15	-1,04	-0,92	/		
	T_e (t)	0,92	1,04	1,18	1,10	1,17	0,95	1,23	/
En travée	M_u (t.m)	-0,88	-0,70	--0,86	-0,79	-0,83	-0,75	-0,67	/
	M_{ser} (KN.m)	0,66	0,75	0,84	0,80	0,85	0,59	0,89	/
En travée	M_u (t.m)	0,50	0,17	0,53	0,35	0,49	0,15	0,51	/
	M_{ser} (KN.m)	0,36	0,12	0,37	0,25	0,36	0,11	-0,51	/

Tableau V-E-2 : Récapitulatif de l'effort internes

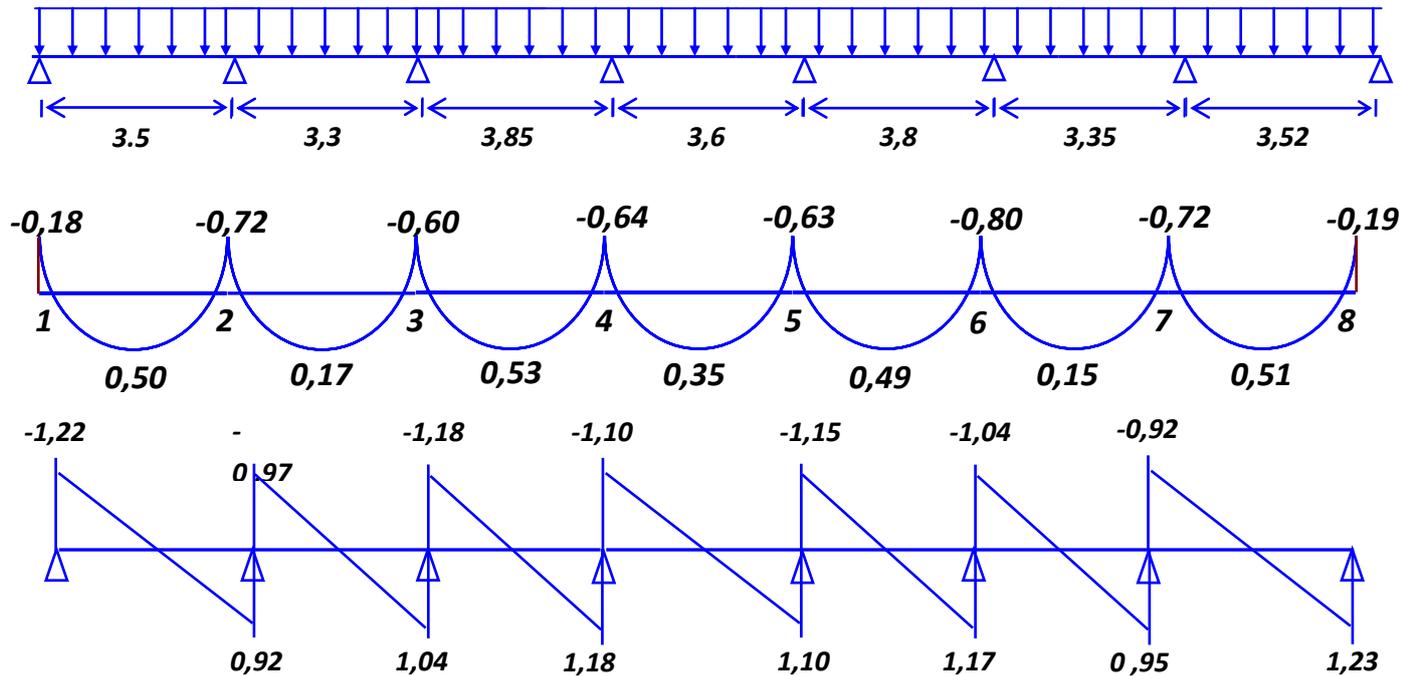
Chapitre V : Etude des planchers

✓ Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

• ELU :

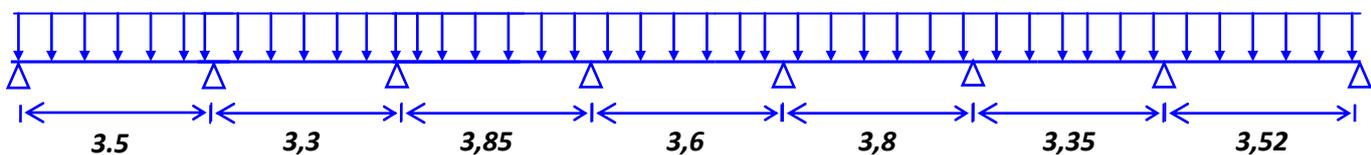


• ELS :



• Plancher RDC :

$$G=534\text{kgf/m}^2 \cdot Q=250\text{kgf/m}^2 \cdot Q_u=0,712\text{t/m}^2 \cdot Q_s=0,509\text{t/m}^2$$



Chapitre V : Etude des planchers

• Efforts internes

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

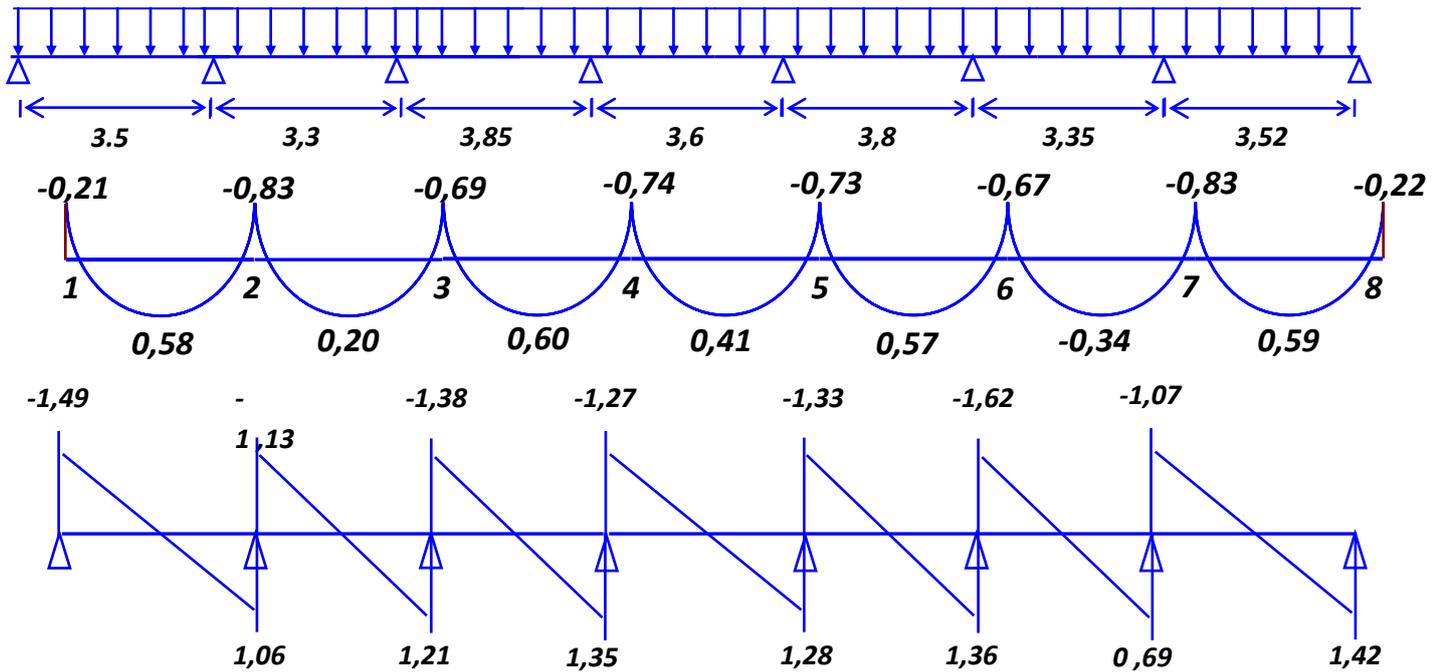
Travées		A	B	C	D	E	F	G	/
Longueur réelle (l)		3,35	3,00	2,30	2,125	3,35	3,22	3,3	/
Longueur réduit(l')		3,35	2,4	1,84	1,7	2,68	2,58	3,3	/
Appuis		1	2	3	4	5	6	7	8
l' _w (m)		0	3,50	2,64	3,08	2,88	3,04	2,6	3,52
l' _e (m)		3,50	2,6	3,04	2,88	3,08	2,64	3,50	0
Sur appuis	M _u (t.m)	-0,21	-0,83	- 0,69	- 0,74	- 0,73	- 0,67	- 0,83	-0,22
	M _{ser} (t.m)	-0,15	-0,59	- 0,49	- 0,53	- 0,52	- 0,48	- 0,59	-0,15
ELU	T _w (t)	-1,49	-1,13	-1,38	-1,27	-1,33	-1,62	-1,07	/
	T _e (t)	1,06	1,21	1,35	1,28	1,36	0,69	1,42	/
ELS	T _w (t)	-1,01	-0,80	--0,99	-0,91	-0,95	-0,86	-0,77	/
	T _e (t)	0,76	0,87	0,96	0,91	0,97	0,79	1,01	/
En travée	M _u (t.m)	0,58	0,20	0,60	0,41	0,57	- 0,34	0,59	/
	M _{ser} (KN. m)	0,42	0,15	0,43	0,29	0,41	0,13	0,42	/

Tableau IV-E-3 : Récapitulatif de l'effort internes

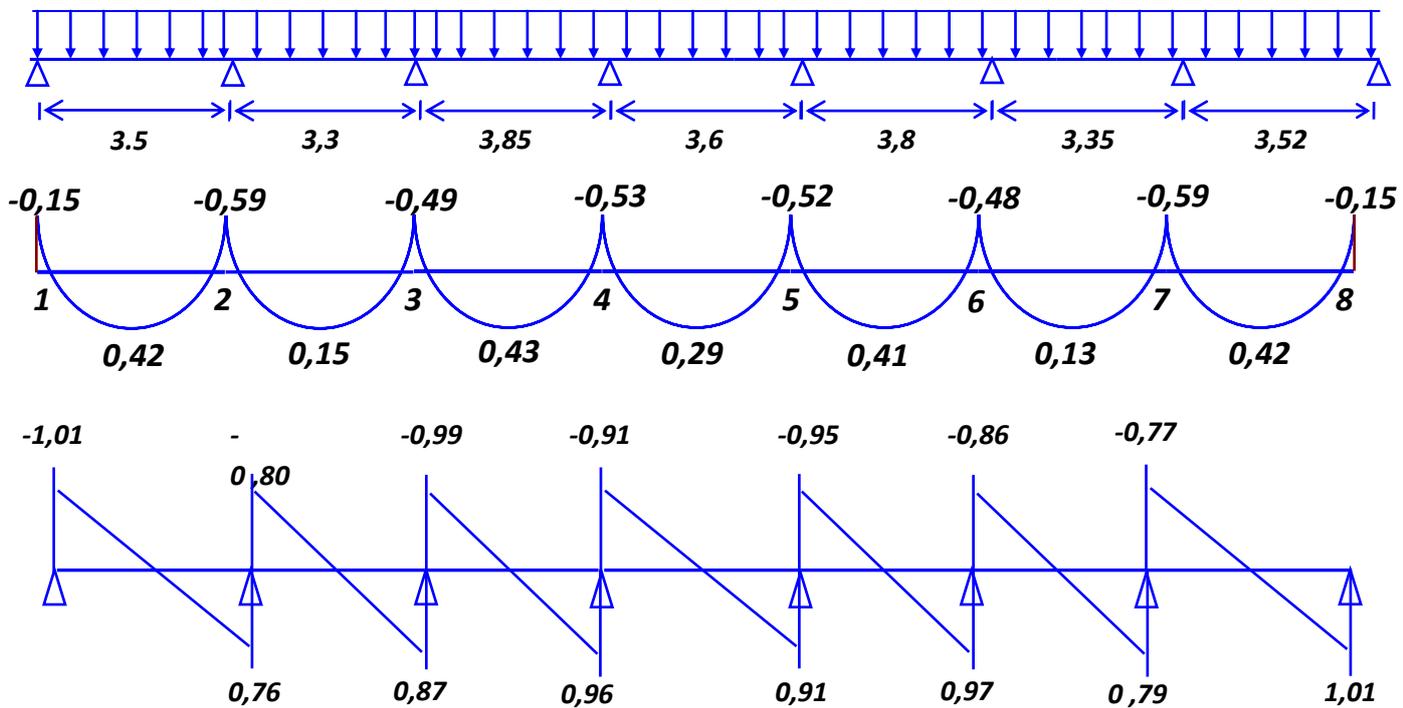
Chapitre V : Etude des planchers

✓ Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

• ELU :



• ELS :



V. 3. Ferrailage des poutrelles :

Le calcul se fait à L'ELU en flexion simple, nous prenons la poutrelle la plus défavorable. Le tableau ci-dessous résume les efforts maximaux en appuis et en travées.

(KN.m) $M_{a.u}^{\max}$	(KN.m) $M_{a.ser}^{\max}$	(KN.m) $M_{t.u}^{\max}$	(KN.m) $M_{t.ser}^{\max}$	(KN) T_u^{\max}
8.30	5.9	6.0	4.3	14.2

Tableau IV-3-1: Efforts maximaux en appuis et en travées.

On fait le calcul d'une section en « T » soumise à la flexion simple selon les règles du BEAL

91

- Si $M_u < M_t$: l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si $M_u > M_t$: l'axe neutre se trouve dans la nervure.

♦ **Vérifications :**

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

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$, tel que :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 4MPa) \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d}$$

- $\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{14.2 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,18} = 0,657 MPa$
 $\tau_u = 0,657 MPa \leq \bar{\tau}_u = 3,25 MPa \dots \dots \dots$ Vérifie.

✓ **Ferrailage en travée :**

- ✓ h=20cm hauteur totale de la section
- ✓ b0=12cm largeur de l'âme
- ✓ Fc28=25MPa; FeE400 ;

$$\sigma_{bc} = 14,20 MPa. \quad ; \quad b = 65 cm \quad ; \quad h_0 = 4cm \quad ; \quad d = 0,9h = 18 cm$$

$$M_{tab} = 14,20 \times 65 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) = 59072 N.m$$

$$M_{tab} = 59072 N.m > M_t^{\max} = 6000 N.m.$$

Chapitre V : Etude des planchers

Nous avons $M_u < M_t$, donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple et $\mu_l = 0.392$ (acier FeE400)

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} \quad \alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \quad \beta = 1 - 0,40\alpha \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa. } A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

	M_U (KN.M)	μ	α	B	σ_s (MPA)	A_s (CM ²)	$A_{s,MIN}$ (CM ²)	CHOIX	$A_{s,ADOP}$ T (CM ²)
Travée	6.0	0,020	0,037	0,985	348	0,972	1,41	3HA12	3,39
Appui	8.30	0,022	0,027	0,989	348	1,33	0.26	2HA12	2.26

Tableau IV-3-2: Récapitulatif du ferrailage de poutrelle

- **Vérification à L'ELS :**

La fissuration étant peu nuisible, donc il n'y a pas de vérification à faire sur l'état de l'ouverture des fissures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression du béton ; on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$ et $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

- **Condition de non fragilité :**

- en travée :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d$$

Avec : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{2,1}{400} 65 \times 18 = 1,41 \text{ cm}^2$$

3.39 cm² > 1.41cm² → Condition vérifiée

-sur appui :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d$$

Avec : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$

Chapitre V : Etude des planchers

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{2.1}{400} 12 \times 18 = 0.26 \text{cm}^2$$

$$2.26 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \text{ et } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

$$M_t \text{ max} = 4.3 \text{ kn.m}$$

$$A_s = 3.39 \text{cm}^2$$

♦ Moment d'inertie :

$$I = 1/3 b_0 y^3 + 15 A_s (d-y)^2$$

Détermination de l'axe neutre :

$$(b/2).y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

$$\text{Si : } y < h_0 \quad \Rightarrow \quad \text{l'hypothèse est vérifiée.}$$

$$\text{Si : } y > h_0 \quad \Rightarrow \quad \text{on trie Y de l'équation suivante :}$$

$$(b/2).y^2 + (b-b_0 / 2) (y-h_0) + n A'_s (y - c') - n A_s (d-y) = 0$$

Position de l'axe neutre :

L'axe neutre L'axe neutre tombe dans la table :

$$b y^2 / 2 - 15 A_s (d - y) = 0$$

$$(65/2) y^2 - 15 * 0.972 (18 - y) = 0 \Rightarrow 32.5 y^2 + 14.58 y - 262.44 = 0$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 185.28 \Rightarrow y = -14.58 + 185.28 / 65 \Rightarrow y = 2.62 \text{cm}$$

✓ Le moment d'inertie :

$$I = b x^3 / 3 + 15 A_s (d - x)^2 = 65 (2.62)^3 / 3 + 15 * 0.972 (18 - 2.62)^2$$

$$I = 3838.464 \text{cm}^4.$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

	M_{SER} (KN.M)	A_s (CM ²)	y (CM)	I (CM ⁴)	σ_{bc} (MPA)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	4.2	3.39	2.62	3838.464	2.866	vérifiée
Appui	3.0	2,26	3,03	7708.29	0.117	vérifiée

Tableau V-3-3: Vérification de la contrainte de compression dans le béton.

Chapitre V : Etude des planchers

♦ Vérification de la flèche :

D'après le **B.A.E.L91**, si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

✓ Condition de la flèche :

$$h/L \geq 1/22.5 \Rightarrow 0.2/3.85 = 0,0519 \geq 1/22.5 = 0,044 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15.M_0} \Rightarrow 0.20/3.85 = 0,0519 \geq 6.0/15 \times 8.883 = 0,0493 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow 1.57/10 \times 18 = 0,0087 \leq 3.6/400 = 0,009 \dots \dots \dots pas vérifiée$$

La vérification de la flèche est nécessaire.

Donc La vérification de la flèche est nécessaire.

D'après le **BAEL 91** la flèche totale est : $\Delta\delta_T = \delta_v - \delta_i$

La flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L(m)}{500} \quad \therefore \text{si} \therefore L < 5m$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L(m)}{1000} \quad \therefore \text{si} \therefore L > 5m$$

Avec :

$$\begin{cases} \delta_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{\delta_i}} & (1) \\ \delta_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{\delta_v}} & (2) \end{cases}$$

⁽¹⁾ Flèche due aux charges instantanées.

⁽²⁾ Flèche due aux charges différées.

Dans notre cas $L = 3.85$ m.

• Moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 bh (y - (h/2))^2$$

Chapitre V : Etude des planchers

• Moment d'inertie fictif :

$$\begin{cases} I_{\delta_i} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{\delta_v} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} & (1) \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = 0,4 \lambda_i & (2) \end{cases}$$

(1) Pour la déformation instantanée.

(2) Pour la déformation différée.

$$\begin{cases} \rho = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \end{cases} \quad \text{Avec } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s Z}$$

$$Z = d - \frac{y}{3}$$

Avec : $Y = ((bh^2/2 + 15A_s d) / (bh + 15A_s)) = 10.30 \text{ cm}$.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

M_{SER} (KN.M)	A_s (CM ²)	ρ	σ_s MP A	μ	λ_i	λ_v	I_0 (CM ⁴)	I_{δ_i} (CM ⁴)	I_{δ_v} (CM ⁴)	δ_i (C M)	δ_v (C M)	$\Delta\delta_T$ (CM)
4.2	3.39	0,015	237	0,22	2.74	1.09	40403.93	54015.94	32589.07	0.035	0,17	0,135 ✓

Tableau V-3-4: Vérification de la flèche.

♦ **Calcul des modules de déformation:**

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa.}$$

$$E_v = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10818,87 \text{ MPa.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \delta_i = 0,035cm \\ \delta_v = 0,17cm \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta\delta_T = \delta_v - \delta_i = 0,135cm.$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{385}{500} = 0,77cm.$$

$$\Rightarrow \Delta\delta_T < \bar{f} \quad \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

♦ **Calcul des armatures transversales et de l'espacement :**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence de nuance le ferrailage transversal est calculé suivant les deux règlements suivants :

1. Suivant le **BAEL91** (Art.5.1)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28} K}{0,8 f_e} \\ S_t \leq \min(0,9d; 40cm) \\ \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq (40cm) \end{array} \right.$$

K=1 : pas de reprise de bétonnage

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(200/35; 120/10; 10)mm = 5,71mm$$

On adopte un cadre $\phi 6$ \longrightarrow **1 cadre T6**

$$\Rightarrow \mathbf{A_t = 2 T 6 = 0.56 cm^2}$$

$$S_t \leq \min(0,9.d; 40cm) = \min(0,9 \times 18; 40cm) = \mathbf{16,2cm}$$

On adopte: **S_t=15cm**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 6,83 \cdot 10^{-3} cm \\ S_t \leq 16,2cm \\ \frac{A_t}{S_t} \geq 20,43 \cdot 10^{-3} cm \end{array} \right.$$

Chapitre V : Etude des planchers

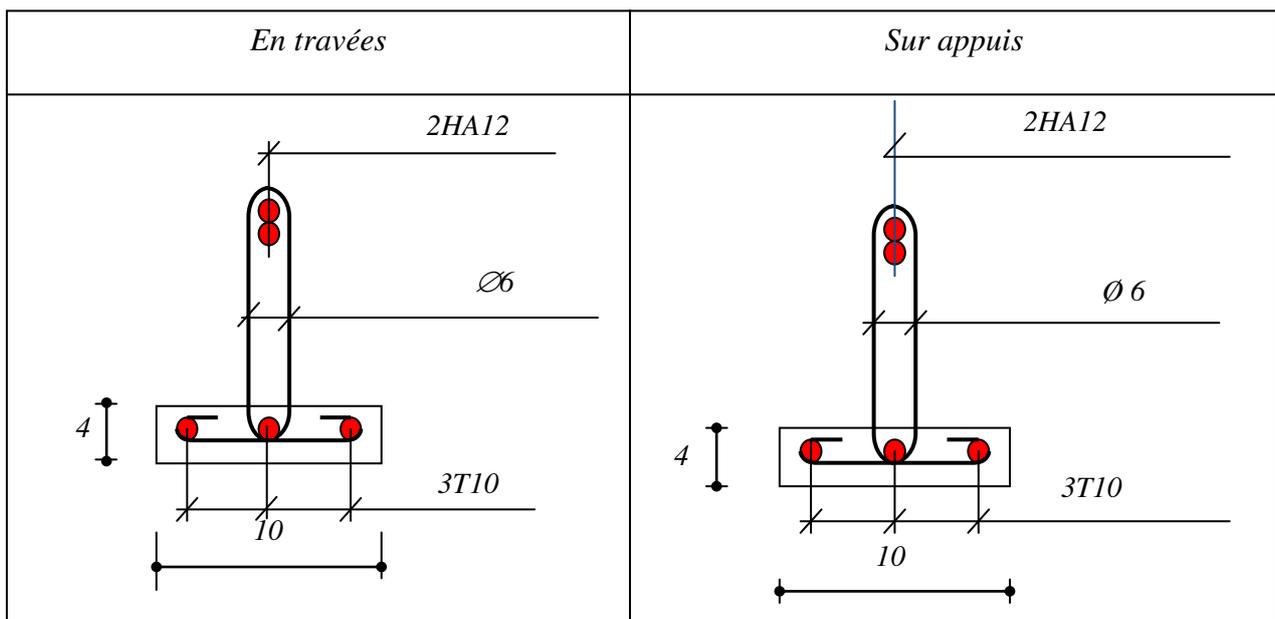
➤ Suivant le **RPA99** (Art.7.5.2.2)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{zone courante} \end{array} \right.$$

Avec : $\phi_l \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right)$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$\phi_l \leq \min(5,71; 12; 12) = 5,71 \text{ mm}$. On adopte $\phi_l = 6 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 2\phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$



$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \text{ cm} \\ S_t \leq 5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{zone nodale} \\ S_t \leq 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{zone courante} \end{array} \right. \quad \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{0,036} = 15,83 \text{ cm} \quad \text{on}$$

prend $S_t = 15 \text{ cm}$

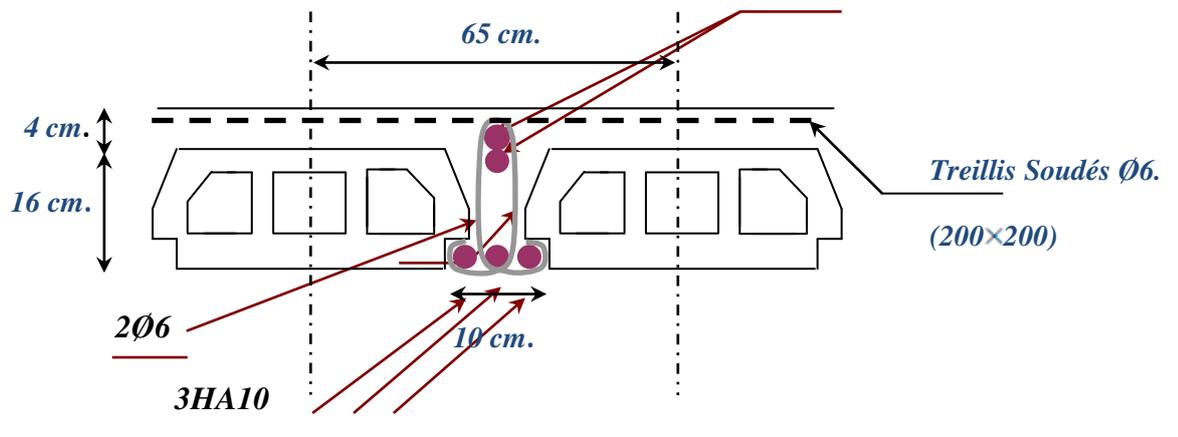


Figure V-3: ferrailage de poutrelle

IV. 3.1.Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dans lequel les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.

30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Avec : } \begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} & \text{avec : } (L_1 \text{ en cm}). \\ L_1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} L_1 : \text{distance entre l'axe des poutrelles } (L_1=65\text{cm}) \\ A_1 : \text{diamètre perpendiculaire aux poutrelles (AP)} \\ A_2 : \text{diamètre parallèle aux poutrelles (A.R)} ; \quad A_2=A_1/2 \end{cases}$$

- $F_e=520 \text{ MPa}$ 'quadrillage de T.S.TIE 520.

$$\begin{cases} A_1 = 4 \cdot \frac{65}{520} = 0,50 \text{ cm}^2 / m_1 \\ 5T6 \Rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2 \\ S_i = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \\ A_2=A_1/2=0,71 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Chapitre V : Etude des planchers

- Soit 5T6 $\Rightarrow A_2 = 1,41 \text{ cm}^2$ et $S_t = 20 \text{ cm}$.

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis

Soudés dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

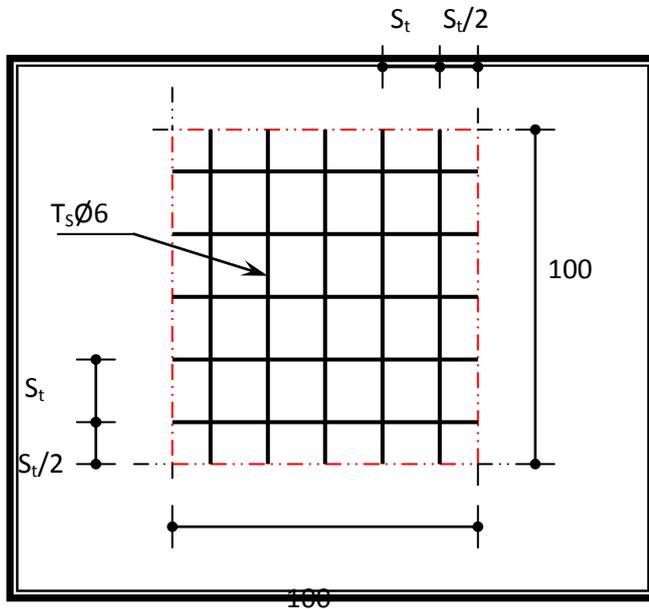


Figure V-4: Disposition constructive des armatures de la dalle de compression



CHAPITRE VI

Etude sismique

CHAPITRE VI : Etude sismique

VI.1. Introduction :

Le séisme est le risque naturel majeur le plus dangereux et qui cause le plus de dégâts, ce phénomène est l'une des manifestations inévitables de la tectonique des plaques qui expose certaines parties de la planète à un risque potentiel permanent.

Dans les régions sismiques, nous devons réaliser des constructions dites parasismique afin de minimiser les conséquences désastreuses de ce phénomène des séismes. Pour consolider les bâtiments on se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitée.

Les dégâts observés en surface sont fonction de l'amplitude, la fréquence et la durée des vibrations.

L'effet du séisme sur les structures est important : peut provoquer leur endommagement, voire même leur effondrement, les sollicitations sismiques possèdent les caractères spécifiques suivants :

- Caractère Horizontales (suivant x et y) : la base d'une structure est soumise à de brusques accélérations dans toutes les directions.
- Caractère Cylindrique (Torsion suivant z) : Contrairement aux charges habituelles, les sollicitations sismiques agissent de manière alternée, dans un mouvement brutal de va-et-vient qui se répète plusieurs fois.
- Caractère dynamique : Les mouvements de la base étant rapides et saccadés, les étages n'arrivent pas à les suivre instantanément. En raison de leur masse, les étages suivent les mouvements avec un temps de retard.

Le principe de la construction parasismique est basé sur :

- Le choix du site.
- La conception architecturale.
- Le respect des règles parasismiques.
- La qualité de l'exécution.
- La maintenance des bâtiments.

Dans ce qui suit, on va effectuer l'étude sismique de l'ouvrage en suivant une méthode de calcul bien définie dans le RPA, afin de confirmer nos suggestions sur le prédimensionnement des éléments (Chapitre II).

CHAPITRE VI : Etude sismique

VI.2. Combinaison d'action :

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'actions aux états limites suivantes :

Ultime, service, accidentel.

- ELU : $1,35G+1,5Q$
- ELS : $G+Q$
- ELA : $G+Q\pm 1,2E$
- ELA : $G+Q\pm E$
- ELA : $0,8G\pm E$

VI.3. Modélisation de la structure étudiée :

La conception des structures en génie civil est une tâche complexe et qui prend un temps très considérable, pour cela le recours à l'informatique est très bénéfique. Pour notre projet on a préféré de travailler avec logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2018 à cause de la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux...etc.) dans les éléments structuraux ; en plus, nous avons estimé que l'étude des méthodes appliquées par ROBOT nous permettra d'acquérir plus de connaissances qui vont compléter notre formation à l'université, afin de voir l'applicabilité de nos DTR en utilisant ce programme

VI 3.1. Modélisation mathématique :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement). En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, tenant en compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

VI .3.2. Description du logiciel ROBOT :

ROBOT c'est un programme qui a reçu une grande réputation dans le monde et en Algérie.



Figure VI.1 : Le logiciel de calcul par éléments finis ROBOT

Ce logiciel est destiné à la conception et l'analyse des structures des ouvrages de génie civil de la catégorie bâtiments ; ces structures peuvent être réalisées en béton armé, en acier ou tout autre matériau que l'utilisateur choisi grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

CHAPITRE VI : Etude sismique

VI.4.Méthode de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage. Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) propose trois méthodes de calcul des sollicitations :

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

La hauteur de notre structure (zone IIa, groupe d'usage 2) est supérieure à 23 mètres, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (RPA99Art4.1.2). La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

VI.4.1. La méthode statique équivalente :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

VI.4.2. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

Utilisée par un personnel qualifié, elle donne l'accélération du sol par rapport au temps, et indique les ondes exercées.

VI.4.3. La méthode d'analyse modale spectrale :

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 la structure.

VI.5. Détermination du paramètre du spectre de réponse :

Le terme spectre de réponse désigne une accélération maximale d'un oscillateur simple en fonction de sa période propre et de son amortissement critique permettant ainsi de déterminer, selon les fréquences caractéristiques des bâtiments et des équipements, l'accélération (et donc la force) maximale à laquelle ils seraient soumis.

Comme expliqué dans le RPA99v2003, 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 la structure.

Pour déterminer le spectre de réponse, on doit calculer plusieurs paramètres qui sont :

CHAPITRE VI : Etude sismique

❖ Coefficient d'accélération du sol « A » :

Coefficient qui dépend de la zone sismique du site et le groupe d'usage de l'ouvrage illustrée dans un tableau (RPA99v2003. Tableau4.1)

Implantation à El TARF : Zone Iia

Ouvrage de type habitation : Groupe d'usage 2

Groupe d'usage	Zone de sismicité			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau VI.1 : coefficient d'accélération A.

Donc : $A = 0.15$

❖ Période fondamentale (T) :

Selon le RPA 99 version 2003 (Article 4.2.4) La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques :

$$T_1 = Ct \cdot hN^{3/4}$$

$$Tx_2 = 0.09 \times hN / \sqrt{Dx}$$

$$Ty_2 = 0.09 \times hN / \sqrt{Dy}$$

$$T = \min (Ct \cdot hN^{3/4}; 0.09 \times hN / \sqrt{Dim})$$

hN = hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N). **$hN = 40,97m$**

- Ct = coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le **tableau 4.6 page 42 RPA99**.

Pour notre cas : **$Ct = 0,05$**

- Dx et Dy : sont les dimensions de la structure mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

$$Dx = 25,50cm \quad ; \quad Dy = 22,40cm$$

$$\bullet \quad T_1 = 0.5 \cdot 40,97^{3/4} = 0,81s$$

$$\bullet \quad Tx_2 = 0.09 \times 40,97 / \sqrt{25,50} = 0,73s$$

$$T = \min (081s ; 0.73s) = T = 0.73 s$$

CHAPITRE VI : Etude sismique

$$\begin{array}{l}
 \bullet T_1 = 0.5 \cdot 40,97^{3/4} = \mathbf{0,81s} \\
 \bullet T_{y_2} = 0.09 \times 40,97 / \sqrt{22,40} = 0,78s
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} \bullet T_1 \\ \bullet T_{y_2} \end{array}} \right\} \longrightarrow T = \min(0,81s; 0,78s) = T = \mathbf{0.78 s}$$

❖ Calcul de la période T1 et T2 :

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, la catégorie du site est « Sol meuble » Notée « S3 », Et en se référant au tableau 4.7 du RPA99v2003, la période caractéristique associée à la catégorie de site est :

$$T_1 = \mathbf{0,15 s} \quad , \quad T_2 = \mathbf{0.50 s}$$

❖ Coefficient de correction d'amortissement η :

Selon le RPA 99 version 2003, Le coefficient d'amortissement est donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq \mathbf{0,7}$$

ξ (%) : est le Pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour notre cas on prend : $\xi = 7\%$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 7)} \geq \mathbf{0.7} \quad \Rightarrow \quad \eta = \mathbf{0.88} \geq \mathbf{0.7}$$

❖ Facteur d'amplification dynamique moyen « D » :

Dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement η de la période fondamentale de la structure T (4.2) :

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

Pour notre cas :

$$0.5 \leq \mathbf{0,81s} \leq 3 \text{ sec}$$

$$D_x = \mathbf{1,44}$$

$$D_y = \mathbf{1,38}$$

CHAPITRE VI : Etude sismique

❖ Coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur de R est donnée par le « tableau 4.3 » de RPA 99 / version 2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans (l'article 3.4 du RPA 99 version 2003) Dans notre structure ; on a un système portiques contreventées par des voiles en béton armée.

Donc le Coefficient de comportement global de la structure égale à : **R=4**

❖ Facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 p_{qi}$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non"

Critère q	Pq	
	Longitudinal	Transversal
Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
Redondance en plan	0.05	0.05
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de qualité des matériaux	0.05	0.05
Contrôle de qualité de l'exécution	0	0

Tableau VI.2 : Pénalité en fonction de critère de qualité : (RPA 99 Tab 4.4)

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 p_q = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.1) = 1.15$$

Coefficient	A	R	D	Site	Q	η	ξ	T	T ₁	T ₂
	0.15	4	1.59	S3	1.15	0.76	10	0.65	0.15	0.5

Tableau VI.3 : Récapitulation des paramètres sismiques de l'ouvrage

CHAPITRE VI : Etude sismique

❖ Détermination de la force sismique statique :

D'après le (RPA99/version2003 article4-2-3) la force sismique totale V , appliquée a la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

W : Poids total de la structure.

On a : $W = 146511,00KN$

Sens X : $V_s(x) = 9085,72KN$

Sens X : $V_s(y) = 8701,52KN$

VI.6. Modélisation :

➤ POSITION DES VOILES VARIANTE A :

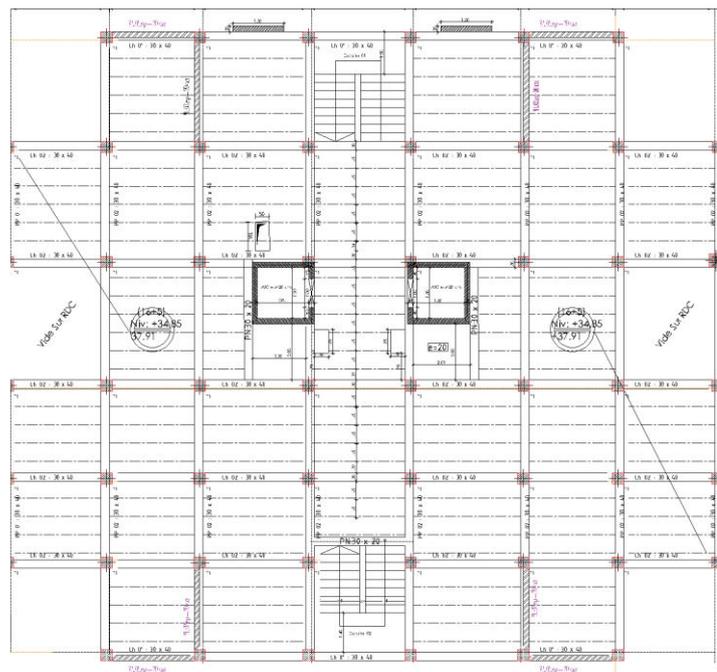


Figure. VI.2 : COFFRAGE VARIANTE A

CHAPITRE VI : Etude sismique

Donc On lance une analyse et on compare les résultats :

➤ **VAR A :**

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
6/ 1	1,05	51,43	0,00
6/ 2	1,04	51,44	53,11
6/ 3	1,00	51,58	53,12
6/ 4	0,28	51,79	53,12
6/ 5	0,28	51,79	65,92
6/ 6	0,26	65,11	65,92
6/ 7	0,13	65,19	65,92
6/ 8	0,13	65,19	70,49
6/ 9	0,11	70,16	70,49
6/ 10	0,08	70,20	70,49
6/ 11	0,08	70,20	72,36
6/ 12	0,07	72,32	72,36
6/ 13	0,05	72,32	72,49
6/ 14	0,05	72,36	72,49
6/ 15	0,05	89,97	72,50
6/ 16	0,05	89,97	91,47
6/ 17	0,05	91,24	91,47

Tableau VI.4 : Période et facteur de participation massique

Donc le choix de la disposition des voiles ne vérifie pas les calculs, nous avons trouvé une période de

$$Tx = 1,05 \text{ sec.}$$

$$Ty = 1,04 \text{ sec.}$$

$$Tx = 1,05 \leq 1,3 \cdot T_{exp} = 0,95$$

$$Ty = 1,04 \leq 1,3 \cdot T_{exp} = 1,01$$



La période NON vérifiée

➤ Donc notre structure est souple, il faut la rigidifier en rajoutant des voiles.

- **Les dispositions des voiles**

La disposition des voiles doit être étudiée de la meilleure façon possible (optimisation). Pour cela, des recommandations sont proposées par les experts à savoir :

- La disposition des voiles doit être symétrique de façon à minimiser les excentricités qui peuvent engendrer des torsions comme modes fondamentaux.
- La disposition des voiles doit être continue sur toute la hauteur du bâtiment.
- Le coté économique et architecturale des bâtiments doit être sauvegarder.

CHAPITRE VI : Etude sismique

➤ VAR B :

$$T_x = 0,73 \text{ sec.}$$

$$T_y = 0,85 \text{ sec.}$$

$$T(x)=0,73 \leq 1,3 \cdot T_{exp} = 0,95$$

$$T(y)=0,85 \leq 1,3 \cdot T_{exp} = 1,01$$



La période vérifiée

VI.7.1. Nombre de modes à considérer :

➤ VAR B :

Selon l'RPA 99 version 2003 (Article 4.3.4) : 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.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée
Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites le nombre minimal des modes (K) doit être :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0.20$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et T_k la période du mode K.

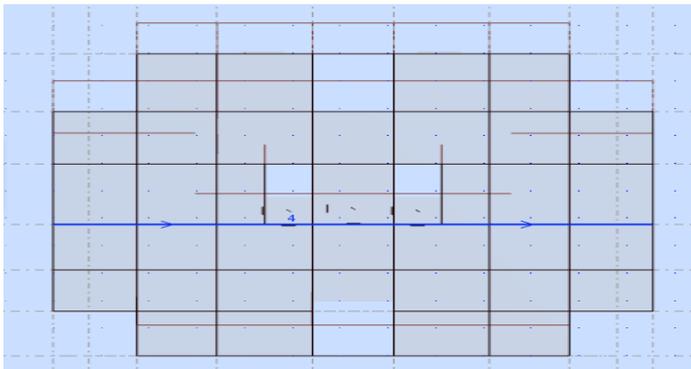
CHAPITRE VI : Etude sismique

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
6/ 1	0,85	0,00	51,08
6/ 2	0,73	51,07	51,08
6/ 3	0,54	51,07	51,08
6/ 4	0,22	51,07	65,65
6/ 5	0,19	66,07	65,65
6/ 6	0,15	66,07	65,65
6/ 7	0,10	66,07	70,93
6/ 8	0,09	71,00	70,93
6/ 9	0,07	71,00	70,93
6/ 10	0,06	71,00	73,23
6/ 11	0,06	73,00	73,23
6/ 12	0,05	73,00	90,16
6/ 13	0,05	73,07	90,16
6/ 14	0,05	90,17	90,16

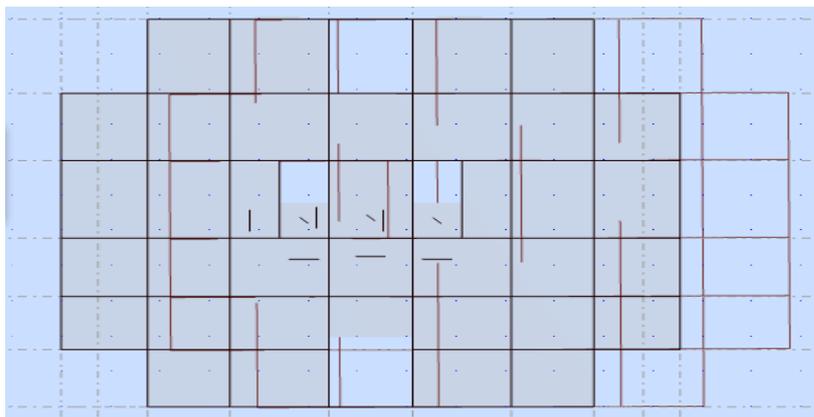
Tableau VI.5. : Période et facteur de participation massique

On constate qu'il faut 12 modes (Sum Uy) et pour 14 modes (Sum Ux) attendre 90% de participation des masses modales exigée par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a

- Le 1^{er} mode est un mode translation selon l'axe Y avec 51,08% de participation de masse modale

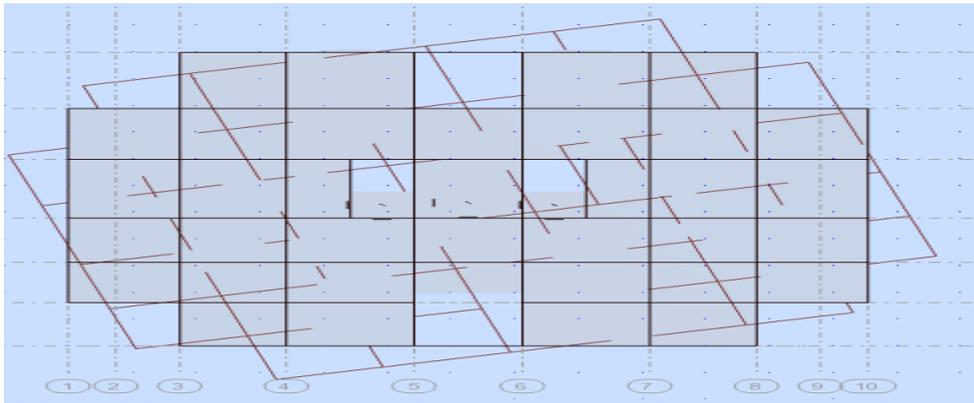


- Le 2^{ème} mode est un mode translation selon l'axe X avec 51,07% de participation de masse modale



CHAPITRE VI : Etude sismique

- Le 3^{eme} mode est mode torsion pure.



VI .7.2: Justification vis-à-vis la force sismique :

➤ VAR B :

D'après le RPA 99 V2003 (article 4.3.6, p54), la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Si $V_t < 0,80 V_s$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport $0,8 V_s/V_t$.

Après analyse, on obtient les résultats suivants :

V (KN)	0.8V statique (KN)		V dynamique (KN)		0.8 Vs < Vd
	Vx,	Vy	Vx	Vy	
L'effort tranchant à la base	7268,57	6961,22	8635,30	8058,95	C.V

Tableau VI.6 : Vérification de la résultante des forces sismiques.

VI .7.3: Justification vis-à-vis la sollicitation normale :

Pour limiter le risque de rupture des éléments verticaux (poteau) sous l'action du séisme, la condition suivante indiquée dans l'article (7.4.3.1) doit être vérifiée :

$$v = \frac{Nd}{Bc \times fc_{28}} > 0.3$$

CHAPITRE VI : Etude sismique

Avec :

- N_d : Effort normal de calcul
- B_c : section brute du poteau

Si la condition n'est pas vérifiée sur un des éléments d'un étage, cela veut dire que l'élément en question ne résiste pas face à l'effort de séisme et doit changer le pré dimensionnement définie précédemment.

Les calculs des conditions sur les poteaux sont traduits dans le tableau :

Remarque :

Dans le cas du pré-dimensionnement du poteau de (60 x 60) cm n'ayant pas vérifié la condition Avec :

$$v = \frac{3157500}{25 \times 360000} = 0.35 > 0.3 \quad C.N.V$$

Nu (N)	a (mm)	b (mm)	B (mm ²)	v	Observation		
3157500	600	600	360000,00	0,35	Non Vérifiée		
1434617	500	500	250000,00	0,23	Vérifiée	Augmentez la section du poteau !!	
545322,8	400	400	160000,00	0,14	Vérifiée		

Tableau VI.7. : Vérification des poteaux sous sollicitations d'effort normal

Alors on à augmenter une encore fois la section du poteau a (65x65) cm qui vérifient la condition de résistance face au séisme :

$$v = \frac{3164016}{25 \times 422500} = 0.31 > 0.3 \quad C.N.V$$

Alors on à augmenter une encore fois la section du poteau a (70x70) cm qui vérifient la

Nu (N)	a (mm)	b (mm)	B (mm ²)	v	Observation		
3289324	650	650	422500,00	0,31	Non Vérifiée		
1434617	500	500	250000,00	0,23	Vérifiée	Augmentez la section du poteau !!	
545322,8	400	400	160000,00	0,14	Vérifiée		

Tableau VI.8 : Vérification des poteaux sous sollicitations d'effort normal

CHAPITRE VI : Etude sismique

Condition de résistance face au séisme :

$$v = \frac{3485572}{25 \times 49000} = 0.28 > 0.3 \quad C.V$$

Nu (N)	a (mm)	b (mm)	B (mm ²)	v	Observation
3485572	700	700	490000,00	0,28	Vérifiée
1527856	500	500	250000,00	0,24	Vérifiée
575507,4	400	400	160000,00	0,14	Vérifiée

Tableau VI.9 : Vérification des poteaux sous sollicitations d'effort normal

VI.7.4: Vérification de déplacement :

➤ VAR B :

❖ Justification vis-à-vis des déformations :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage (h).

D'après la modélisation de notre structure par logiciel ROBOT Le déplacement total de chaque niveau est donné ci-dessous :

Niveaux	h_k (cm)	Dans le sens X-X (Sens longitudinal) :			Dans le sens Y-Y (Sens transversal) :		
		dr_{UX} (cm)	1% h_k (cm)	Observation	dr_{UY} (cm)	h_k (cm)	Observation
RDC	425	0,2	4,25	vérifiée	0,3	4,25	vérifiée
ETAGE 1	306	0,3	3,06	vérifiée	0,4	3,06	vérifiée
ETAGE 2	306	0,4	3,06	vérifiée	0,5	3,06	vérifiée
ETAGE 3	306	0,5	3,06	vérifiée	0,6	3,06	vérifiée
ETAGE 4	306	0,6	3,06	vérifiée	0,7	3,06	vérifiée
ETAGE 5	306	0,6	3,06	vérifiée	0,8	3,06	vérifiée
ETAGE 6	306	0,7	3,06	vérifiée	0,8	3,06	vérifiée
ETAGE 7	306	0,7	3,06	vérifiée	0,8	3,06	vérifiée
ETAGE 8	306	0,7	3,06	vérifiée	0,8	3,06	vérifiée
ETAGE 9	306	0,7	3,06	vérifiée	0,8	3,06	vérifiée
ETAGE 10	306	0,7	3,06	vérifiée	0,8	3,06	vérifiée
ETAGE 11	306	0,7	3,06	vérifiée	0,8	3,06	vérifiée
ETAGE 12	306	0,7	3,06	vérifiée	0,8	3,06	vérifiée

Tableau VI.10 : Valeurs du déplacement sens (x, y).

CHAPITRE VI : Etude sismique

❖ Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

➤ VAR B :

Selon l'RPA 99 version 2003 (Article 5.9), 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 :

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

- Pk : 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 ».

➤ Sens longitudinal :

Niveau	h_k (m)	W_k (kN)	P_k (kN)	V_k (kN)	Δ_k (cm)	Δ_k (m)	θ_k	conditio n
ETAG E 12	3,06	16047	16047	8634,75	0,2000	0,0020	0,0012	vérifiée
ETAG E 11	3,06	9257	25304	7250,25	0,3000	0,0030	0,0034	vérifiée
ETAG E 10	3,06	9257	34561	7031,34	0,4000	0,0040	0,0064	vérifiée
ETAG E 9	3,06	9257	43819	6742,92	0,5000	0,0050	0,0106	vérifiée
ETAG E 8	3,06	9257	53076	6391,15	0,6000	0,0060	0,0163	vérifiée
ETAG E 7	3,06	9257	62334	5981,92	0,6000	0,0060	0,0204	vérifiée
ETAG E 6	3,06	8302	54590	5523,91	0,7000	0,0070	0,0226	vérifiée
ETAG E 5	3,06	8302	53634	5042,88	0,7000	0,0070	0,0243	vérifiée
ETAG E 4	3,06	8302	52679	4493,5	0,7000	0,0070	0,0268	vérifiée
ETAG E 3	3,06	8302	51724	3863,94	0,7000	0,0070	0,0306	vérifiée
ETAG E 2	3,06	7944	50410	3135,76	0,7000	0,0070	0,0368	vérifiée
ETAG E 1	3,06	7944	49097	2295,14	0,7000	0,0070	0,0489	vérifiée
RDC	4,25	6294	47089	1249,15	0,7000	0,0070	0,0621	vérifiée

Tableau VI.11 : Valeur l'effet P-Δ (Sens longitudinal)

CHAPITRE VI : Etude sismique

➤ *Sens transversal :*

Niveau	h_k (m)	W_k (kN)	P_k (kN)	V_k (kN)	Δ_k (cm)	Δ_k (m)	θ_k	conditio n
ETAG E 12	3,06	16047	16047	8059,14	0,3000	0,0030	0,0020	vérifiée
ETAG E 11	3,06	9257	25304	6631,17	0,4000	0,0040	0,0050	vérifiée
ETAG E 10	3,06	9257	34561	6415,85	0,5000	0,0050	0,0088	vérifiée
ETAG E 9	3,06	9257	43819	6137,37	0,6000	0,0060	0,0140	vérifiée
ETAG E 8	3,06	9257	53076	5805,37	0,7000	0,0070	0,0209	vérifiée
ETAG E 7	3,06	9257	62334	5423,36	0,8000	0,0080	0,0300	vérifiée
ETAG E 6	3,06	8302	54590	5006,11	0,8000	0,0080	0,0285	vérifiée
ETAG E 5	3,06	8302	53634	4573,2	0,8000	0,0080	0,0307	vérifiée
ETAG E 4	3,06	8302	52679	4085,06	0,8000	0,0080	0,0337	vérifiée
ETAG E 3	3,06	8302	51724	3528,24	0,8000	0,0080	0,0383	vérifiée
ETAG E 2	3,06	7944	50410	2885,44	0,8000	0,0080	0,0457	vérifiée
ETAG E 1	3,06	7944	49097	2135,2	0,8000	0,0080	0,0601	vérifiée
RDC	4,25	6294	47089	1180,51	0,8000	0,0080	0,0751	vérifiée

Tableau VI. 12 : Valeur l'effet P- Δ (Sens transversal).

Remarque :

Puisque le coefficient θ est inférieur à 0,10 donc l'effet P- Δ peut être négligé pour les deux sens.

CHAPITRE VI : Etude sismique

VI.7.5: Vérification l'excentricité :

➤ VAR B :

On doit avoir : $e_x \leq 0,15 L_x$ et $e_y \leq 0,15 L_y$

Niveau	$e_{x th}$ (m)	$e_{y th}$ (m)	$e_{x acc}$ (m)	$e_{y acc}$ (m)	e_x (m)	e_y (m)	L_x (m)	$0,15L_x$ (m)	L_y (m)	$0,15L_y$ (m)	$e_x < 0,15L_x$	$e_y < 0,15L_y$
RDC	0,01	0,22	0	0	0,01	0,22	25,5	3,825	22,4	3,36	cv	cv
ETAGE 1	0	0,25	0	0	0	0,25		3,825		3,36	cv	cv
ETAGE 2	0	0,25	0	0	0	0,25		3,825		3,36	cv	cv
ETAGE 3	0	0,25	0	0	0	0,25		3,825		3,36	cv	cv
ETAGE 4	0	0,25	0	0	0	0,25		3,825		3,36	cv	cv
ETAGE 5	0	0,25	0	0	0	0,25		3,825		3,36	cv	cv
ETAGE 6	0,01	0,22	0	0	0,01	0,22		3,825		3,36	cv	cv
ETAGE 7	0,01	0,22	0	0	0,01	0,22		3,825		3,36	cv	cv
ETAGE 8	0,01	0,22	0	0	0,01	0,22		3,825		3,36	cv	cv
ETAGE 9	0,01	0,22	0	0	0,01	0,22		3,825		3,36	cv	cv
ETAGE 10	0,01	0,2	0	0	0,01	0,2		3,825		3,36	cv	cv
ETAGE 11	0,01	0,2	0	0	0,01	0,2		3,825		3,36	cv	cv
ETAGE 12	0,01	0,33	0	0	0,01	0,33		3,825		3,36	cv	cv

Tableau VII.13 : Valeur de l'excentricité

VI.7.6: Vérification renversement :

➤ VAR B :

Selon l'RPA 99 version 2003 (Article 5.9), Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation. Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

➤ *Sens longitudinal :*

ETAGE	V_x (KN)	F_x (KN)	h (m)	W (KN)	X_g (m)	Mr (KN)	Ms (KN)	Vérification
RDC	8256	1376,57	6	141879,9	12,54	8259,42	1779174	vérifiée
1	6880	208,91	9,06			1892,7246		vérifiée
2	6671	269,17	12,12			3262,3404		vérifiée
3	6402	324,19	15,18			4921,2042		vérifiée
4	6078	380,01	18,24			6931,3824		vérifiée
5	5697,53	5697,53	21,3			121357,39		vérifiée
6	5273,11	5273,11	24,36			128452,96		vérifiée
7	4810,31	4810,31	27,42			131898,7		vérifiée
8	4283,51	4283,51	30,48			130561,38		vérifiée
9	3681,39	3681,39	33,54			123473,82		vérifiée
10	2989,51	2989,51	36,6			109416,07		vérifiée
11	2180,71	2180,71	39,66			86486,959		vérifiée
12	1176,55	1176,55	42,72			50262,216		vérifiée

Tableau VII.14 : Valeur l'effet P-Δ (Sens longitudinal).

CHAPITRE VI : Etude sismique

➤ *Sens transversal :*

ETAGE	Vy (KN)	Fy (KN)	h (m)	W (KN)	Yg (m)	Mr (KN)	Ms (KN)	Vérification
RDC	8059,14	1427,97	6,25	146511	10,85	8924,8125	1589644,3	<i>vérifiée</i>
1	6631,17	215,32	9,31			2004,6292		<i>vérifiée</i>
2	6415,85	278,48	12,37			3444,7976		<i>vérifiée</i>
3	6137,37	332	15,43			5122,76		<i>vérifiée</i>
4	5805,37	382,01	18,49			7063,3649		<i>vérifiée</i>
5	5423,36	5423,36	21,55			116873,41		<i>vérifiée</i>
6	5006,11	5006,11	24,61			123200,37		<i>vérifiée</i>
7	4573,2	4573,2	27,67			126540,44		<i>vérifiée</i>
8	4085,06	4085,06	30,73			125533,89		<i>vérifiée</i>
9	3528,24	3528,24	33,79			119219,23		<i>vérifiée</i>
10	2885,44	2885,44	36,85			106328,46		<i>vérifiée</i>
11	2135,2	2135,2	39,91			85215,832		<i>vérifiée</i>
12	1180,51	1180,51	42,97	50726,515	<i>vérifiée</i>			

Tableau VI.15 : Valeur l'effet P-Δ (Sens transversal).



CHAPITRE VII

Etude des portiques

VII.FERRAILLAGE DES PORTIQUES

VII.1.INTRODUCTION :

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales

Le ferrailage des éléments de la structure sera étudié à l'aide de l'outil informatique de logiciel d'analyse des structures (ROBOT), qui permet de déterminer les efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul

VII.2. FERRAILLAGE DES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

VII.2.1 Combinaisons spécifiques de calcul :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- Combinaisons fondamentales : « 1^{er} genre » BAEL 91

$$\begin{cases} 1.35G \times 1.35Q & \rightarrow ELU \\ G + Q & \rightarrow ELS \end{cases}$$

- Combinaisons accidentelles : « 2^{ème} genre » RPA 99

$$\begin{cases} G + Q \pm 1.2E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

$$N^{max} \rightarrow M^{correspondant}$$

$$M^{max} \rightarrow N^{correspondant}$$

$$N^{min} \rightarrow M^{correspondant}$$

CHAPITRE VII : Etude des portiques

- **Ferraillage des poteaux (40x40) cm :**

- ❖ **ELU**

- **Les données du calcul:**

Poteau (40*40) cm : c = 4cm ; d = 36 cm

- ✓ **Les données grâce au logiciel robot :**

A l'ELU : $M_u = 1,35T.m$ et $N_u = 48,15T$

A l'ELS : $M_s = 1,26T.m$ et $N_s = 56,56T$

- ✓ **Calcul de l'excentricité e_0 :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,35}{48,15} = 0,028m = 2,8 \text{ cm}$$

$$e_0 < \left(\frac{h}{2}\right) - c = \left(\frac{40}{2}\right) - 4 = 16 \rightarrow e_0 = 2,8 < \left(\frac{h}{2}\right) - c = 16 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

- ✓ **Calcul du moment d'inertie:**

Pour le poteau : $I_{pot} = (b.h^3/12) = (40*40^3/12) = 213333.33cm^4$

Pour la poutre : $I_{pout} = (b.h^3/12) = (30*40^3/12) = 160000cm^4$

On constate que $I_{pot} > I_{pout}$; d'où $L_f = L_o = 306 - 40 = 266cm$

- ✓ **Excentricité accidentelle:**

$$e_a = \text{Max}(2cm; L_f/250) \longrightarrow e_a = 2cm$$

Soit $e_1 = e_0 + e_a = 4.8 \text{ cm}$

- ✓ **Condition d'application de la méthode simplifiée :**

$$L_f/h \leq \text{Max}(20*e_1/h; 15cm)$$

$$266/50 \leq \text{Max}(20*4.8/50; 15) \longrightarrow 5.32cm < \text{Max}(1.92; 15cm) \dots \text{vérifiée}$$

Donc la méthode simplifiée est applicable.

- ✓ **Effet de la nature des charges :**

L'excentricité due aux effets de second ordre e_2

CHAPITRE VII : Etude des portiques

$$\lambda = 10\left(1 - \frac{Mu}{15 \times Ms}\right) = 10\left(1 - \frac{1,35}{15 \times 1,26}\right) = 9,28 \dots \lambda = 9,28$$

$\emptyset = \epsilon f / \epsilon i$ pour ce rapport, généralement en cm. $\emptyset = 2\text{cm}$

$$\text{Donc } e_2 \text{ devient } e_2 = 3Lf^2 \frac{(2+\lambda.\emptyset)}{104 \cdot h} = 10,91$$

On peut finalement calculer l'excentricité totale e :

$$e = e_1 + e_2 = 4,8 + 10,91 = 15,71\text{cm}$$

✓ **La flexion composée:**

$$Mu = Nu \cdot e = 48,15 \cdot 0,1571 = 7,56\text{Tf.m}$$

$$M1 = Mu + Nu(d-h/2) = 7,56 + 48,15(0,36 - 0,40/2) = 15,26\text{Tf.m.}$$

Comparons l'équation suivante pour connaître si la section est partiellement comprimée ou non :

$$Nu(d - c) - M1 < \left(0,337 - \frac{0,81 \times c}{h}\right) \times bd^2 * fbc.$$

$$48,15(0,36 - 0,04) - 15,26 < 4(0,337 - 0,81 * 0,04/0,40) * 0,40 * 0,36^2 * 1420$$

$$0,14\text{Tf.m} < 18,48\text{Tf.m.}$$

D'où la section est partiellement comprimée et le calcul se fera comme celui de section rectangulaire en flexion simple sous le moment $M1$ ($M1 = 15,26\text{Tf.m}$).

✓ **Armature minimal :**

donc le ferrailage sera calculé en utilisant le logiciel ROBOT EXPERT d'un côté, et en ayant recours à la section minimale exigé par le RPA99v2003 de l'autre.

CHAPITRE VII : Etude des portiques

- selon BAEL :

Après divers calculs et extractions des sections du ferrailage longitudinal, nous avons obtenu cet résultat

$$A_s(\text{BAEL}) = 6,4 \text{ cm}^2$$

- selon RPA :

Selon l'RPA99v2003 (7.4.2), la section minimale à adopter est :

$$A_{\text{min}} = 0,8\% \times b \times h = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,80 \text{ cm}^2$$

On adopte: 8HA16 = 16,08 cm²

❖ Vérification à L'ELS :

$$M_s = 1,26 \text{ T.m} \text{ et } N_s = 56,56 \text{ T}$$

✓ La section homogène :

$$B = b \cdot h + \eta (A_1 + A_2) = 40 \cdot 40 + 15 \cdot (12,80 + 12,80) \quad B = 1984 \text{ cm}^2.$$

✓ Moment statique :

$$M_{st} = \frac{bh^2}{2} + (15A_2 \times C) + (15A_1 \times d) = \frac{40 \times 40^2}{2} + (15 \times 12,80 \times 4) + (15 \times 12,80 \times 36)$$

$$M_{st} = 39680 \text{ cm}^3$$

$$V' = V = \frac{M_{st}}{B} = \frac{39680}{40 \cdot 40} \quad V = 24,8 \text{ cm.}$$

✓ Le moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} \times (V^3 + V'^3) + (15A_1 (V-c)^2 + 15A_2 (V' - c')^2)$$

Avec $A_1 = A_2 = A_s/2$.

$$I = \frac{40}{3} \times (24,8^3 + 24,8'^3) + (15 \times 6,4 (24,8 - 4)^2 + 15 \times 6,4 (24,8 - 4)^2)$$

$$I = 489813,33 \text{ cm}^4$$

$$e_o = M_s/N_s = 1,26/56,56 = 0,02 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad 0,02 < h/6 = 40/6 = 6,66 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

CHAPITRE VII : Etude des portiques

✓ Les contraintes minimales :

$$\sigma_{\min} = \frac{Ns}{B} - Ms \times \frac{V'}{I} = (56,56 \times 10^3 / 40 \times 40) - 1,26 \times 10^3 \times 24,8 / 489813,33$$

$$\sigma_{\min} = 35,28 \text{ kgf/cm}^2$$

✓ Les contraintes maximales :

$$\sigma_{\max} = \frac{Ns}{B} + Ms \times \frac{V'}{I} = (56,56 \times 10^3 / 40 \times 40) + 1,26 \times 10^3 \times 24,8 / 489813,33$$

$$\sigma_{\max} = 35,41 \text{ kgf/cm}^2 < 150 \text{ kgf/cm}^2. \text{ Vérifier}$$

Donc la section est entièrement comprimée d'après la vérification de ces deux contraintes

✓ Vérification au cisaillement :

$$V_{\max} = 9,41 \text{ KN}$$

Selon CBA 93 Article 5.1.2 .1 ; Pour des Fissuration peu préjudiciables.

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} = \frac{9,41 \times 10^3}{40 \times 36} = 6,53 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ Calcul des armatures :

Selon le RPA99-2003, le choix des armatures longitudinales et transversales en zone II se fait de la manière suivante :

• Les armatures longitudinales :

➤ le pourcentage minimal des armatures :

$$A_{\min} 0,8\% (b \cdot h).$$

$$A_{\min} \geq 0,8\% \cdot 40 \cdot 40 = 12,8 \text{ cm}^2$$

➤ le pourcentage maximal des armatures:

- **zone courante** : $A_{\max} = 4\% B$

$$A_{\max} = 0,04 \cdot 40 \cdot 40 = 64 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE VII : Etude des portiques

- **zone de recouvrement** : $A_{max} = 6\%BA_{max}$

$$A_{max} = 6 \cdot 40 \cdot 40 = 96 \text{ cm}^2$$

- **Les armatures transversales:**

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

$$\phi t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi L \right) = \min \left(\frac{40}{35}, \frac{40}{10}, \phi L \right)$$

$$\phi t \leq \min (1.14; 4; 1.4)$$

$$\phi t \leq 1.14 \text{ cm}^2 \quad A_t = 2T8 = 1.01 \text{ cm}^2 \quad (2 \text{ cadres})$$

- **L'espacement selon RPA :**

- **zone nodale :**

$S \leq \text{Min} (10 \phi, 15 \text{ cm})$ en zone nodal (zone II a). Suivant RPA 99 ver 2003

$$\rightarrow S \leq \text{Min} (15) \rightarrow S = 15 \text{ cm}$$

- **zone courante :**

$S \leq 15\phi$ en zone courante. (Zone II a). Suivant RPA 99 ver 2003 (7-1) page 50

$$\rightarrow S \leq \text{Min} (15\phi t) \rightarrow S = 15 \times 1,4 \text{ cm} \rightarrow S = 20$$

- **Longueur de recouvrement :**

$$L > 40 \phi = 40 \times 1,4 = 56 \quad L = 60 \text{ cm}$$

CHAPITRE VII : Etude des portiques

➤ schéma de ferrailage poteaux (40x40) :

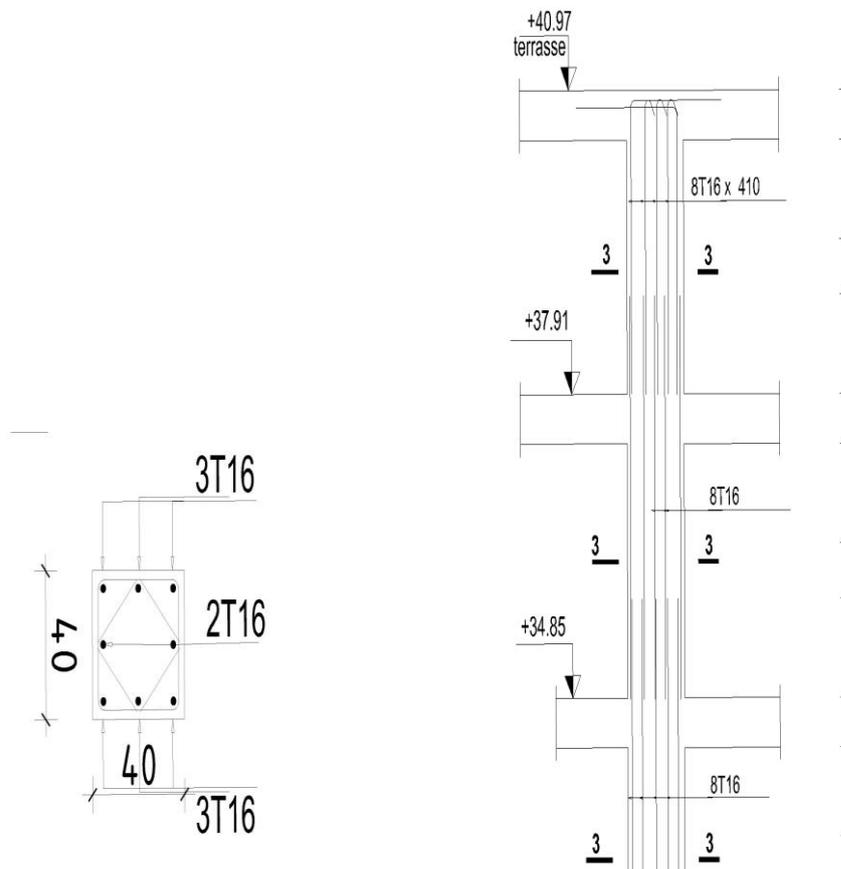


Figure VII.1 : Ferrailage des poteaux du 10, 11, TERASSE

• Ferrailage des poteaux (50x50) cm :

❖ ELU

➤ Les données du calcul:

Poteau (50*50) cm : $c = 5\text{cm}$; $d = 45\text{ cm}$

✓ Les données grâce au logiciel robot :

A l'ELU : $M_u = 1,01\text{T.m}$ et $N_u = 121,03\text{T}$

A l'ELS : $M_s = 0,90\text{T.m}$ et $N_s = 138,35\text{T}$

CHAPITRE VII : Etude des portiques

✓ Calcul de l'excentricité e_0 :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,01}{121,03} = 0,008m = 0,8 \text{ cm}$$

$$e_0 < \left(\frac{h}{2}\right) - c = \left(\frac{50}{2}\right) - 5 = 16 \rightarrow e_0 = 0,8 < \left(\frac{h}{2}\right) - c = 20 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

✓ Calcul du moment d'inertie:

$$\text{Pour le poteau : } I_{pot} = (b \cdot h^3 / 12) = (50 \cdot 50^3 / 12) = 520833,33 \text{ cm}^4$$

$$\text{Pour la poutre : } I_{pout} = (b \cdot h^3 / 12) = (30 \cdot 40^3 / 12) = 160000 \text{ cm}^4$$

On constate que $I_{pot} > I_{pout}$; d'où $L_f = L_o = 306 - 40 = 266 \text{ cm}$

✓ Excentricité accidentelle:

$$e_a = \text{Max} (2 \text{ cm}; L_f / 250) \longrightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } e_1 = e_0 + e_a = 2,8 \text{ cm}$$

✓ Condition d'application de la méthode simplifiée :

$$L_f / h \leq \text{Max} (20 \cdot e_1 / h; 15 \text{ cm})$$

$$266 / 50 \leq \text{Max} (20 \cdot 2,8 / 50 ; 15) \longrightarrow 5,32 \text{ cm} < \text{Max} (1,12; 15 \text{ cm}) \dots \text{vérifiée}$$

Donc la méthode simplifiée est applicable.

✓ Effet de la nature des charges :

L'excentricité due aux effets de second ordre e_2

$$\lambda = 10 \left(1 - \frac{M_u}{15 \cdot M_s}\right) = 10 \left(1 - \frac{1,01}{15 \cdot 0,90}\right) = 9,28 \dots \dots \lambda = 9,28$$

$$\emptyset = \epsilon_f / \epsilon_i \text{ pour ce rapport, généralement en cm. } \quad \emptyset = 2 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } e_2 \text{ devient } e_2 = 3 L_f^2 \frac{(2 + \lambda \cdot \emptyset)}{10^4 \cdot h} = 8,70$$

On peut finalement calculer l'excentricité totale e :

$$e = e_1 + e_2 = 2,8 + 8,70 = 11,50 \text{ cm}$$

CHAPITRE VII : Etude des portiques

✓ **La flexion composée:**

$$M_u = N_u \cdot e = 121,03 \cdot 0,1150 = 13,91 \text{ T.m}$$

$$M_1 = M_u + N_u (d - h/2) = 13,91 + 121,03 (0,45 - 0,50/2) = 38,11 \text{ Tf.m.}$$

Comparons l'équation suivante pour connaître si la section est partiellement comprimée ou

$$\text{non :} \quad N_u(d - c) - M_1 < \left(0,337 - \frac{0,81 \times c}{h}\right) \times b d^2 \cdot f_{bc}.$$

$$121,03 (0,45 - 0,05) - 38,11 < (0,337 - 0,81 \cdot 0,05/0,50) \cdot 0,50 \cdot 0,45^2 \cdot 1420$$

$$10,30 \text{ Tf.m} < 36,80 \text{ Tf.m.}$$

D'où la section est partiellement comprimée et le calcul se fera comme celui de section rectangulaire en flexion simple sous le moment M_1 ($M_1 = 25,21 \text{ Tf.m}$).

✓ · **Armature minimal :**

Donc le ferrailage sera calculé en utilisant le logiciel ROBOT EXPERT d'un côté, et en ayant recours à la section minimale exigé par le RPA99v2003 de l'autre.

- **selon BAEL :**

Après divers calculs et extractions des sections du ferrailage longitudinal, nous avons obtenu cet résultat

$$A_s(\text{BAEL}) = 8 \text{ cm}^2$$

- **selon RPA :**

Selon l'RPA99v2003 (7.4.2), la section minimale à adopter est :

$$A_{\text{min}} = 0,8\% \cdot b \cdot h = 0,008 \cdot 50 \cdot 50 = 20 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte: } 12\text{HA}16 = 24,13 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification à L'ELS :**

$$\text{A l'ELS : } M_s = 0,90 \text{ T.m et } N_s = 138,35 \text{ T}$$

✓ **La section homogène :**

$$B = b \cdot h + \eta (A_1 + A_2) = 50 \cdot 50 + 15 \cdot (24,13 + 24,13) \quad B = 3223,9 \text{ cm}^2.$$

CHAPITRE VII : Etude des portiques

✓ **Moment statique :**

$$M_{st} = \frac{bh^2}{2} + (15A_2 \times C) + (15A_1 \times d) = \frac{50 \times 50^2}{2} + (15 \times 24.13 \times 5) + (15 \times 24.13 \times 45)$$

$$M_{st} = 80597,5 \text{ cm}^3$$

$$V' = V = \frac{M_{st}}{B} = \frac{80597,5}{50 \times 50} \quad V = 32,23 \text{ cm.}$$

✓ **Le moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} \times (V^3 + V'^3) + (15A_1 (V-c)^2 + 15A_2 (V'-c')^2)$$

Avec $A_1 = A_2 = AS/2$.

$$I = \frac{50}{3} \times (32,23^3 + 32,23'^3) + 15 \times 12,065 (32,23 - 5)^2 + 15 \times 12,065 (32,23 - 5)^2$$

$$I = 1384364,46 \text{ cm}^4$$

$$e_0 = M_s / N_s = 0,90 / 138,35 = 0,006 \text{ cm} \longrightarrow 0,006 < h/6 = 50/6 = 8,33 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

✓ **Les contraintes minimales :**

$$\sigma_{\min} = \frac{N_s}{B} - M_s \times \frac{V'}{I} = (138,35 \times 10^3 / 50 \times 50) - 0,90 \times 10^3 \times 32,23 / 1384364,46$$

$$\sigma_{\min} = 55,31 \text{ kgf/cm}^2$$

✓ **Les contraintes maximales :**

$$\sigma_{\max} = \frac{N_s}{B} + M_s \times \frac{V'}{I} = (138,35 \times 10^3 / 50 \times 50) + 0,90 \times 10^3 \times 32,23 / 1384364,46$$

$$\sigma_{\max} = 55,36 \text{ kgf/cm}^2 < 150 \text{ kgf/cm}^2. \text{ Vérifier}$$

Donc la section est entièrement comprimée d'après la vérification de ces deux contraintes

✓ **Vérification au cisaillement :**

$$V_{\max} = 7,56 \text{ KN}$$

Selon CBA 93 Article 5.1.2 .1 ; Pour des Fissuration peu préjudiciables.

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} = \frac{7,56 \times 10^3}{50 \times 45} = 3,36 \text{ kg/cm}^2$$

CHAPITRE VII : Etude des portiques

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3,33MPa$$

$$\tau_u = 0,33 MPa < \bar{\tau}_u = 3,33 MPa \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Calcul des armatures :**

Selon le RPA99-2003, le choix des armatures longitudinales et transversales en zone II se fait de la manière suivante :

• **Les armatures longitudinales :**

➤ le pourcentage minimal des armatures :

Amin 0.8% (b*h).

$$A_{min} \geq 0.8\% * 50 * 50 = 20cm^2$$

➤ le pourcentage maximal des armatures:

- **zone courante** : Amax = 4%B

$$A_{max} = 0.04 * 50 * 50 = 100cm^2$$

- **zone de recouvrement** : Amax = 6%BAmax

$$A_{max} = 6 * 50 * 50 = 150cm^2$$

• **Les armatures transversales:**

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

$$\phi t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi L\right) = \min\left(\frac{50}{35}, \frac{50}{10}, \phi\right)$$

$$\phi t \leq \min(1.42; 5; 2)$$

$$\phi t \leq 1.42cm^2 \quad A_t = 2T8 = 1.01cm^2 \quad (2cadres)$$

• **L'espacement selon RPA :**

- **zone nodale** :

$S \leq \text{Min}(10 \phi, 15 \text{ cm})$ en zone nodal (zone II a). Suivant RPA 99 ver 2003

$$\rightarrow S \leq \text{Min}(15) \rightarrow S = 15 \text{ cm}$$

- **zone courante** :

$S \leq 15\phi$ en zone courante. (Zone II a). Suivant RPA 99 ver 2003 (7-1) page 50

CHAPITRE VII : Etude des portiques

$$\rightarrow S \leq \text{Min}(15\phi t) \rightarrow S = 15 \times 2 = 30\text{cm} \rightarrow S = 25$$

- Longueur de recouvrement :

$$L > 40 \phi = 40 \times 2 = 80 \quad L = 80 \text{ cm}$$

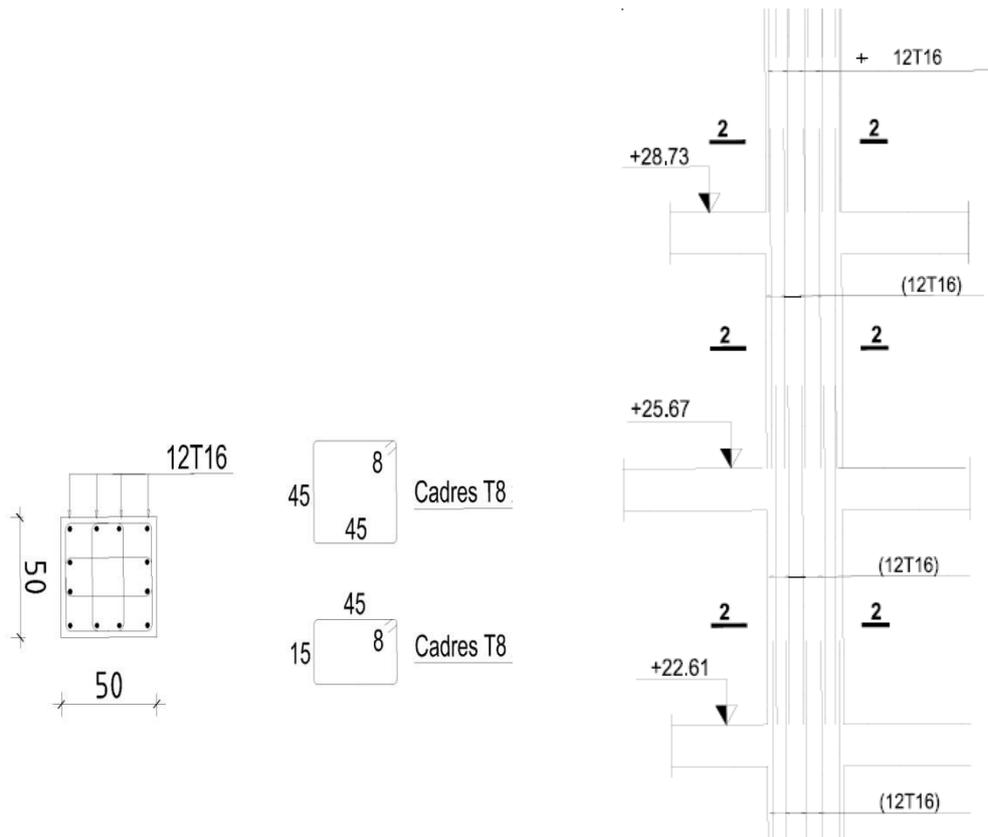


Figure VII.2 : Ferrailage des poteaux du 9 , 8 , 7, 6 Etage

CHAPITRE VII : Etude des portiques

- **Ferraillage des poteaux (70x70) cm :**

- ❖ **ELU**

- **Les données du calcul:**

Poteau (70*70) cm : c = 5cm ; d = 65 cm

- ✓ **Les données grâce au logiciel robot :**

A l'ELU : $M_u = 0,46T.m$ et $N_u = 252,85T$

A l'ELS : $M_s = 0,42T.m$ et $N_s = 296,98T$

- ✓ **Calcul de l'excentricité e_0 :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,46}{252,85} = 0,001m = 0,1 \text{ cm}$$

$$e_0 < \left(\frac{h}{2}\right) - c = \left(\frac{70}{2}\right) - 5 = 30 \rightarrow e_0 = 0,1 < \left(\frac{h}{2}\right) - c = 30 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

- ✓ **Calcul du moment d'inertie:**

Pour le poteau : $I_{pot} = (b.h^3/12) = (70*70^3/12) = 2000833,33cm^4$

Pour la poutre : $I_{pout} = (b.h^3/12) = (30*40^3/12) = 160000cm^4$

On constate que $I_{pot} > I_{pout}$; d'où $L_f = L_o = 306 - 40 = 266cm$

- ✓ **Excentricité accidentelle:**

$$e_a = \text{Max}(2cm; L_f/250) \longrightarrow e_a = 2cm$$

Soit $e_1 = e_0 + e_a = 2.1 \text{ cm}$

- ✓ **Condition d'application de la méthode simplifiée :**

$$L_f/h \leq \text{Max}(20*e_1/h; 15cm)$$

$$266/50 \leq \text{Max}(20*2.1/70; 15) \longrightarrow 5.32cm < \text{Max}(0.6; 15cm) \dots \text{vérifiée}$$

Donc la méthode simplifiée est applicable.

- ✓ **Effet de la nature des charges :**

L'excentricité due aux effets de second ordre e_2

CHAPITRE VII : Etude des portiques

$$\lambda = 10\left(1 - \frac{Mu}{15 \times Ms}\right) = 10\left(1 - \frac{0,46}{15 \times 0,42}\right) = 9,26 \dots \lambda = 9,26$$

$\emptyset = \epsilon f / \epsilon i$ pour ce rapport, généralement en cm. $\emptyset = 2\text{cm}$

$$\text{Donc } e_2 \text{ devient } e_2 = 3Lf^2 \frac{(2+\lambda.\emptyset)}{10^4 \cdot h} = 6,22$$

On peut finalement calculer l'excentricité totale e :

$$e = e_1 + e_2 = 2,1 + 6,22 = 8,32\text{cm}$$

✓ **La flexion composée:**

$$Mu = Nu \cdot e = 252,85 \cdot 0,0832 = 21,03\text{Tf.m}$$

$$M1 = Mu + Nu(d-h/2) = 21,03 + 252,85(0,65 - 0,70/2) = 96,88\text{Tf.m}$$

Comparons l'équation suivante pour connaître si la section est partiellement comprimée ou non :

$$Nu(d - c) - M1 < \left(0,337 - \frac{0,81 \times c}{h}\right) \times bd^2 \cdot fbc.$$

$$252,85(0,65 - 0,05) - 96,88 < (0,337 - 0,81 \cdot 0,05/0,70) \cdot 0,70 \cdot 0,65^2 \cdot 1420$$

$$54,83\text{Tf.m} < 117,23\text{Tf.m}$$

D'où la section est partiellement comprimée et le calcul se fera comme celui de section rectangulaire en flexion simple sous le moment $M1$ ($M1 = 76,31\text{Tf.m}$).

✓ · **Armature minimal :**

Donc le ferrailage sera calculé en utilisant le logiciel ROBOT EXPERT d'un côté, et en ayant recours à la section minimale exigé par le RPA99v2003 de l'autre.

- **selon BAEL :**

Après divers calculs et extractions des sections du ferrailage longitudinal, nous avons obtenu cet résultat

$$As(\text{BAEL}) = 11,2 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE VII : Etude des portiques

- selon RPA :

Selon l'RPA99v2003 (7.4.2), la section minimale à adopter est :

$$A_{min} = 0.8\% \times b \times h = 0.008 \times 70 \times 70 = 39,2 \text{ cm}^2$$

On adopte: 8HA16+8HA20=41.22cm²

❖ Vérification à L'ELS :

❖ A l'ELS : Ms = 0,42T.m et Ns = 296,98T

✓ La section homogène :

$$B = b \cdot h + \eta (A_1 + A_2) = 70 \cdot 70 + 15 \cdot (41.22 + 41.22) \quad B = 6136,6 \text{ cm}^2.$$

✓ Moment statique :

$$M_{st} = \frac{bh^2}{2} + (15A_2 \times C) + (15A_1 \times d) = \frac{70 \times 70^2}{2} + (15 \times 41.22 \times 5) + (15 \times 41.22 \times 65)$$

$$M_{st} = 214781 \text{ cm}^3$$

$$V' = V = \frac{M_{st}}{B} = \frac{214781}{70 \cdot 70} \quad V = 43,83 \text{ cm}.$$

✓ Le moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} \times (V^3 + V'^3) + (15A_1 (V-c)^2 + 15A_2 (V' - c')^2)$$

Avec $A_1 = A_2 = AS/2$.

$$I = \frac{70}{3} \times (43,83^3 + 43,83'^3) + 15 \times 20,61 (43,83-5)^2 + 15 \times 20,61 (43,83-5)^2$$

$$I = 4861607,83 \text{ cm}^4$$

$$e_0 = M_s / N_s = 0,42 / 296,98 = 0,0014 \text{ cm} \longrightarrow 0,006 < h/6 = 70/6 = 11.66 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

✓ Les contraintes minimales :

$$\sigma_{min} = \frac{N_s}{B} - M_s \times \frac{V'}{I} = (296,98 \times 10^3 / 70 \cdot 70) - 0,42 \times 10^3 \times 43,83 / 4861607,83$$

$$\sigma_{min} 60.60 \text{ kgf/cm}^2$$

CHAPITRE VII : Etude des portiques

✓ Les contraintes maximales :

$$\sigma_{\max} = \frac{Ns}{B} + Ms \times \frac{v}{I} = (138,35 \times 10^3 / 50 \times 50) + 0,90 \times 10^3 \times 32,23 / 1384364,46$$

$$\sigma_{\max} = 60,61 \text{ kgf/cm}^2 < 150 \text{ kgf/cm}^2. \text{ Vérifier}$$

Donc la section est entièrement comprimée d'après la vérification de ces deux contraintes

✓ Vérification au cisaillement :

$$V_{\max} = -2,52 \text{ KN}$$

Selon CBA 93 Article 5.1.2 .1 ; Pour des Fissuration peu préjudiciables.

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} = \frac{2,52 \times 10^3}{70 \times 65} = 0,55 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,055 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ Calcul des armatures :

Selon le RPA99-2003, le choix des armatures longitudinales et transversales en zone II se fait de la manière suivante :

• Les armatures longitudinales :

➤ le pourcentage minimal des armatures :

$$A_{\min} 0,8\% (b \cdot h).$$

$$A_{\min} \geq 0,8\% \cdot 70 \cdot 70 = 39,2 \text{ cm}^2$$

➤ le pourcentage maximal des armatures:

- **zone courante** : $A_{\max} = 4\% B$

$$A_{\max} = 0,04 \cdot 70 \cdot 70 = 196 \text{ cm}^2$$

- **zone de recouvrement** : $A_{\max} = 6\% B$

$$A_{\max} = 6 \cdot 70 \cdot 70 = 294 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE VII : Etude des portiques

• Les armatures transversales:

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

$$\phi t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi L \right) = \min \left(\frac{70}{35}, \frac{70}{10}, \phi \right)$$

$$\phi t \leq \min (2; 7; 2)$$

$$\phi t \leq 2 \text{ cm}^2 \quad A_t = 2T8 = 1.01 \text{ cm}^2 \quad (2 \text{ cadres})$$

• L'espacement selon RPA :

- zone nodale :

$S \leq \text{Min} (10 \phi, 15 \text{ cm})$ en zone nodal (zone II a). Suivant RPA 99 ver 2003

$$\rightarrow S \leq \text{Min} (15) \rightarrow S = 15 \text{ cm}$$

- zone courante :

$S \leq 15 \phi$ en zone courante. (Zone II a). Suivant RPA 99 ver 2003 (7-1) page 50

$$\rightarrow S \leq \text{Min} (15 \phi t) \rightarrow S = 15 \times 2 = 30 \text{ cm} \rightarrow S = 25$$

- Longueur de recouvrement :

$L > 40 \phi = 40 \times 2 = 80 \quad L = 80 \text{ cm}$

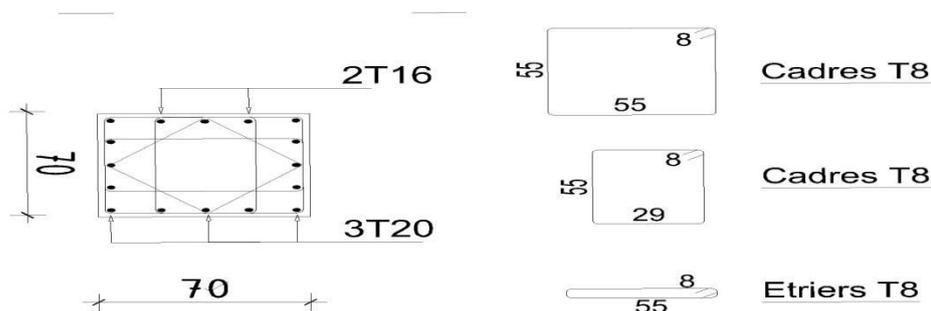


Figure VII.3 : Ferrailage des poteaux du 10 a 12 eme Etage

CHAPITRE VII : Etude des portiques

VII.3. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicité par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Le ferrailage est calculé à l'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de le RPA 99/version 2003, et les contraintes seront vérifiées à l'E.L.S vis-à-vis de la durabilité.

- **Combinaisons des charges :**

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- **selon BAEL 91 :**

E.L.U. :

- **selon le R.P.A 99 :**

Accidental:

L'enrobage :

$$C \geq C_0 + \frac{\phi}{2} \text{ Avec : } C_0 \geq 1 \text{ cm (fissurations peu nuisible)}$$

$$\phi \leq \frac{h}{10} = \frac{45}{10} = 4.5 \text{ cm} \Rightarrow \phi = 2 \text{ cm}$$

$$C \geq 1 + \frac{2}{2} = 2.00 \text{ cm}$$

On adoptée : $C=2.5 \text{ cm} \Rightarrow$ Poutre secondaire $\Rightarrow d = h - c = 37.5$

Poutre principale $\Rightarrow d = h - c = 37.5$

CHAPITRE VII : Etude des portiques

VII.3.1 poutre principale :

	h (cm)	b (cm)	d (cm)	σ_b(MPa)	σ_s(MPa)
Poutre principale	40	30	37.5	14,2	348

Tableau VII.1 : Situation durable des poutres principale

D'après les résultats obtenus par le logiciel ROBOT, les sections d'armatures à introduire dans les poutres sont représentées dans les tableaux suivants :

$$M_{ult} = 67.40 \text{KN.m} \quad ; \quad M_{ser} = 68.79 \text{KN.m}$$

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad A_{min}^{RPa} = 0.005 \times h \times b \quad A_{min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b$$

$$A = \max (A_{cal} , A_{BAEL} , A_{min}^{BAEL} , A_{min}^{RPa})$$

➤ **La vérification du ferrailage des poutres :**

- **Section minimale (RPA) :** $b = 30 \text{ cm} \quad ; \quad h = 40 \text{ cm}$

$$A_{min} = 0.5\% \cdot b \times h = 0,050 \times 30 \times 40 = 6,00 \text{ cm}^2$$

✓ **Section maximale (RPA) :**

$$A_{max} = 4\% \cdot b \times h \Rightarrow \text{Zone courante (Travée)}$$

$$A_{max} = 6\% \cdot b \times h \Rightarrow \text{Zone recouvrement (appuis)}$$

✓ En travée :

$$A_{max} = 4\% \cdot b \times h = 4\% \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.6 \text{ cm}^2 < A_{max} = 48 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{O.K}$$

✓ En appuis :

$$A_{max} = 6\% \cdot b \times h = 6\% \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE VII : Etude des portiques

$$A_s = 9.6 \text{ cm}^2 < A_{\max} = 72 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{O.K}$$

➤ **La Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 37,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,35 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_s = 6,03 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,35 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{O.K}$$

$$A_s = 6\text{HA}14 + 3\text{HA}14$$

En appuis :

$$A_s = 9,23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,35 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{O.K}$$

$$A_s = 6\text{HA}14 + 3\text{HA}14$$

➤ **La vérification à l'état limite ultime (ELU) :**

➤ **Vérification De La Contrainte De Cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)**

✓ La contrainte tangente τ_u :

✓ $Tu_{\max} = 122.61 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{Tu}{b_0 d} = \frac{122.61}{300 \times 370} = 0.11 \text{ MPa}$$

✓ Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

✓ $\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$ **BAEL91 (art. A.5.1.2.1.1)**

✓ $\bar{\tau}_u = \min (3,25 ; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$

✓ $\tau_u = 0,11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \mathbf{C.V}$

➤ **Section minimales d'armatures transversales:**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_l \right\} \quad \text{BAEL91 (art A.7.2,2)}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{400}{35} ; \frac{300}{10} ; \phi_l \right\} = 11.42 \text{ mm} \quad ; \phi_l = 8 \text{ mm}$$

On prend des cadres : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (de nuance FeE235)

CHAPITRE VII : Etude des portiques

➤ **Espacement des armatures transversales : RPA99/version 2003 (art 7.5.2, 2) :**

✓ Dans la zone nodale : $S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_i; 30\right) \text{ cm}$

✓ Dans la zone courante : $S' \leq \frac{h}{2} \text{ cm}$

✓ La longueur de la zone nodale : $L' = 2 \times h$

Espacement	S (cm)	S' (cm)	L' (cm)
Valeur	10	20	80

Tableau VII .2. Espacement des armatures transversales pour les poutres principales

✚ **La section de ferrailage transversal (At) :BAEL91 (art. A.5.1.2.2):**

• **BAEL 91 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} At \geq 0.4 \times b \times \frac{St}{f_e} \\ At \geq 0.4 \times 30 \times \frac{20}{235} = 1.02 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

• **RPA 99 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} At \geq 0.003 \times st \times b = 0.003 \times 20 \times 30 \Rightarrow At = 1.8 \text{ cm}^2 \\ At \geq \max\left(At^{BAEL} ; At^{RPA}\right) = At^{RPA} \\ \text{Soit : } At = 1.8 \text{ cm}^2 = 5\phi 8 \end{array} \right.$$

➤ **Vérification des espacements :**

Selon le B.A.E.L 91 :

$$St_1 \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \Rightarrow St_1 \leq \min(32,4; 40\text{cm}) \Rightarrow St_1 \leq 32,4\text{cm}^2$$

$$St_2 \leq \frac{0,9 \times At \times f_e}{\gamma_s \times b (\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times K)} = St_2 \leq \frac{0,9 \times 2,01 \times 4000}{1,15 \times 30 (11 - 0,3 \times 21 \times 1)} = 41,1 \text{ cm}^2 \Rightarrow St_2 \leq 41,12 \text{ cm}^2$$

$$St_3 \leq \frac{At \times f_e}{0,4 \times b} \Rightarrow St_3 \leq \frac{2,01 \times 400}{0,4 \times 30} = 67 \text{ cm}^2 \Rightarrow St_3 \leq 67 \text{ cm}^2$$

$$St \leq \min(St_1; St_2; St_3) \Rightarrow St \leq \min(32,4 ; 41,12 ; 67) \Rightarrow St \leq 32,4 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE VII : Etude des portiques

Alors : $St = 20 \text{ cm}^2$.

La section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :

$$At = 0,003 \times St \times b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2 \Rightarrow At \text{ min} = 1,8 \text{ cm}^2$$

Donc : on prend $\Rightarrow 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$

- **La vérification à l'état limite de service (E.L.S) :**
- **Vérification de la contrainte du béton :**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_b = \frac{Ms.y}{I}$$

Les résultats de Robot EXPERT sont présentés sur le tableau suivant :

	Ms(KN.m)	As(cm ²)	b(cm)	h(cm)	c(cm)	σ _b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Vérification
Travée	37,62	4.6	30	40	2,5	4.04	15	ok
Appui	68.79	9.6	30	40	2,5	6.81	15	ok

Tableau VII.3 : les résultats des poutres principales de robot expert

Calcul de σ_b :

En Travée :

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 - 15 \cdot A_s \cdot (d - y) = 0 \Rightarrow 15 \cdot y^2 - 69 \cdot (37,5 - y) = 0$$

La résolution de cette équation on à trouver : $y = 7.21 \text{ cm}$

$$I = b \cdot y^3 / 3 + 15 \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = 67054.173 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{Ms.y}{I} = \frac{37,62 \times 13,77 \times 10^{-5}}{67054.173 \times 10^{-8}} = 4,04 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

En Appui :

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 - 15 \cdot A_s \cdot (d - y) = 0 \Rightarrow 15 \cdot y^2 - 144(37,5 - y) = 0$$

La résolution de cette équation on à trouver : $y = 11.24 \text{ cm}$

CHAPITRE VII : Etude des portiques

$$I = b \cdot y^3 / 3 + 15 \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = 113500.960 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_s \cdot y}{I} = \frac{68.79 \times 11.24 \times 10^{-5}}{113500.960 \times 10^{-8}} = 6.81 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Vérification de la flèche : BAEL91 (B.6.8, 424)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{1): } \frac{h}{L} \geq \frac{0.85 M_o}{10 M_o} \Rightarrow \frac{40}{400} = 0.1 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \quad (C.V) \\ \text{2): } \frac{A}{b_o \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{9.6}{30 \times 37.5} = 0.0080 \leq 0.0085 \quad (C.V) \\ \text{3): } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{400} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (C.V) \end{array} \right.$$

➤ **Schéma de Ferrailages des poutres principales :**

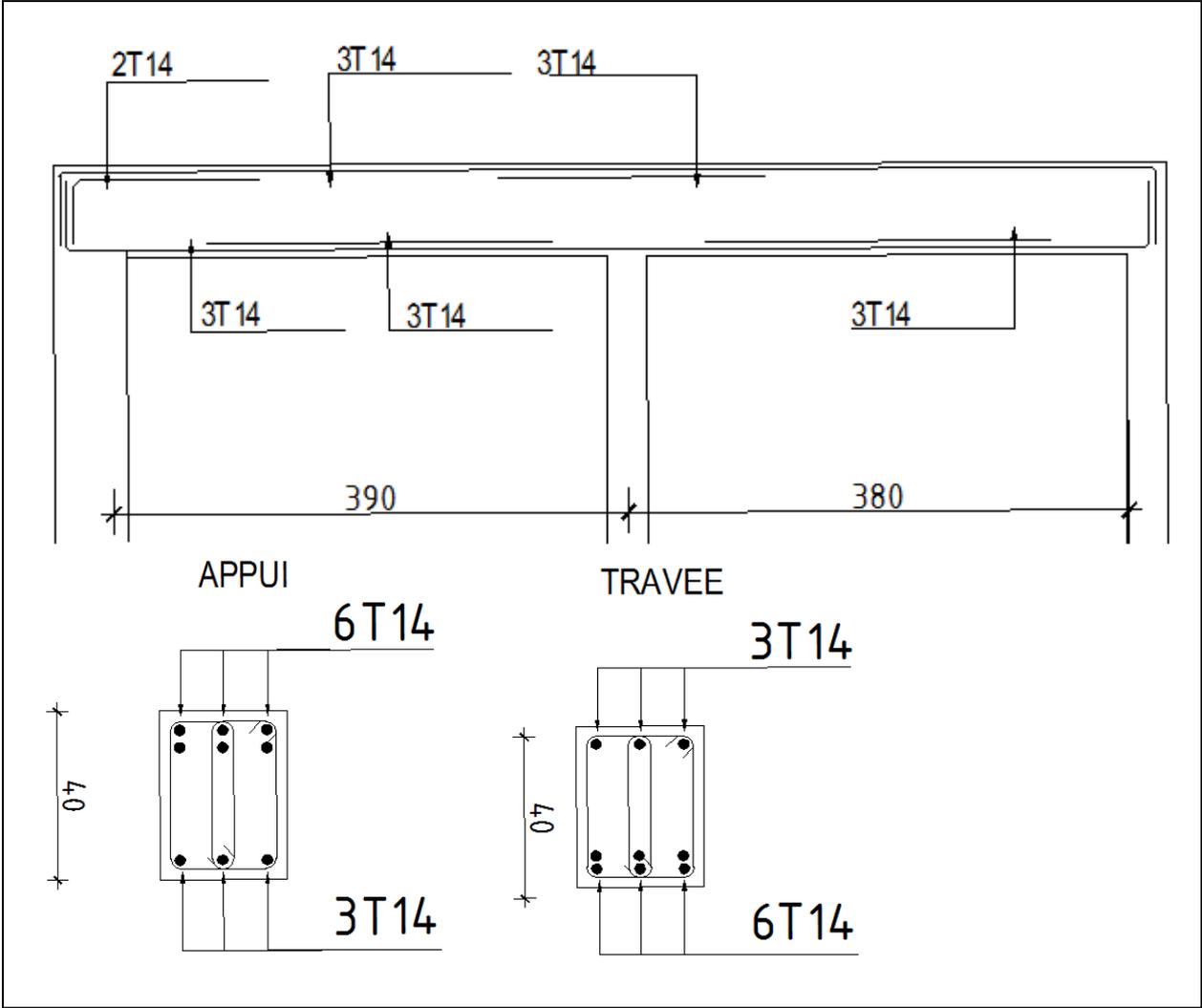


Figure VII.4 : schéma ferrailage de poutre principale

CHAPITRE VII : Etude des portiques

VI.3.2. Les Poutres secondaires :

	<i>h (cm)</i>	<i>b (cm)</i>	<i>d (cm)</i>	$\sigma_b(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
<i>Poutre principale</i>	40	30	37.5	14,2	348

Tableau VII.4. : Situation durable des poutres secondaires.

D'après les résultats obtenus par le logiciel ROBOT, les sections d'armatures à $A = \max (A_{cal} , A_{BAEL} , A_{\min}^{BAEL} , A_{\min}^{RPa})$ introduire dans les poutres sont représentées dans les tableaux suivants :

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} \quad A_{\min}^{RPa} = 0.005 \times h \times b \quad A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b$$

➤ **La vérification du ferrailage des poutres :**

✓ **Section minimale (RPA) :** $b = 30 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm}$

$$A_{\min} = 0.5\% \cdot b \times h = 0,050 \times 30 \times 40 = 6,00 \text{ cm}^2$$

✓ **Section maximale (RPA) :**

✓ $A_{\max} = 4\% b \times h \Rightarrow$ Zone courante (Travée)

✓ $A_{\max} = 6\% b \times h \Rightarrow$ Zone recouvrement (appuis)

✓ En travée :

✓ $A_{\max} = 4\% b \times h = 4\% \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$

✓ $A_s = 4.6 \text{ cm}^2 < A_{\max} = 48 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{O.K}$

✓ En appuis :

✓ $A_{\max} = 6\% b \times h = 6\% \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$

✓ $A_s = 7.9 \text{ cm}^2 < A_{\max} = 72 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{O.K}$

CHAPITRE VII : Etude des portiques

➤ **La Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 37,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,35 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_s = 4,6 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,35 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{O.K}$$

$$A_s = 6\text{HA}12$$

En appuis :

$$A_s = 7,9 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,35 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{O.K}$$

$$A_s = 6\text{HA}14$$

➤ **La vérification à l'état limite ultime (ELU) :**

➤ **Vérification De La Contrainte De Cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)**

✓ La contrainte tangente τ_u :

✓ $Tu_{max} = 24,58 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{Tu}{b_0 d} = \frac{122,61}{300 \times 370} = 0,11 \text{ MPa} \quad 0,00022$$

✓ Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

✓ $\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad \text{BAEL91 (art. A.5.1.2.1.1)}$

✓ $\bar{\tau}_u = \min (3,25 ; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$

✓ $\tau_u = 0,00022 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$

➤ **Section minimales d'armatures transversales:**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_l \right\} \quad \text{BAEL91 (art A.7.2,2)}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{400}{35} ; \frac{300}{10} ; \phi_l \right\} = 11,42 \text{ mm} \quad ; \phi_l = 8 \text{ mm}$$

On prend des cadres : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ 4HA8 = 2,01 cm² (de nuance FeE235)

CHAPITRE VII : Etude des portiques

➤ **Espacement des armatures transversales : RPA99/version 2003 (art 7.5.2, 2) :**

✓ Dans la zone nodale: $S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l; 30\right) \text{ cm}$

✓ Dans la zone courante : $S' \leq \frac{h}{2} \text{ cm}$

✓ La longueur de la zone nodale : $L' = 2 \times h$

Espacement	S (cm)	S' (cm)	L' (cm)
Valeur	10	20	80

Tableau VII.5. : Espacement des armatures transversales pour les poutres principales

✚ **La section de ferrailage transversal (At) :BAEL91 (art. A.5.1.2.2):**

• **BAEL 91 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} At \geq 0.4 \times b \times \frac{St}{f_e} \\ At \geq 0.4 \times 30 \times \frac{20}{235} = 1.02 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

• **RPA 99 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} At \geq 0.003 \times st \times b = 0.003 \times 20 \times 30 \Rightarrow At = 1.8 \text{ cm}^2 \\ At \geq \max (At^{BAEL} ; At^{RPA}) = At^{RPA} \end{array} \right.$$

Soit : $At = 1.8 \text{ cm}^2 = 5\phi 8$

➤ **Vérification des espacements :**

Selon le B.A.E.L 91 :

$$St_1 \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \Rightarrow St_1 \leq \min(32,4; 40\text{cm}) \Rightarrow St_1 \leq 32,4\text{cm}^2$$

$$St_2 \leq \frac{0,9 \times At \times f_e}{\gamma_s \times b (\tau_u - 0,3 \times f_t 28 \times K)} = St_2 \leq \frac{0,9 \times 2,01 \times 4000}{1,15 \times 30 (11 - 0,3 \times 21 \times 1)} = 41,1 \text{ cm}^2 \Rightarrow St_2 \leq 33,29 \text{ cm}^2$$

$$St_3 \leq \frac{At \times f_e}{0,4 \times b} \Rightarrow St_3 \leq \frac{2,01 \times 400}{0,4 \times 30} = 67 \text{ cm}^2 \Rightarrow St_3 \leq 67 \text{ cm}^2$$

$$St \leq \min(St_1; St_2; St_3) \Rightarrow St \leq \min(32,4 ; 33,29 ; 67) \Rightarrow St \leq 32,4 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE VII : Etude des portiques

Alors : $St = 20 \text{ cm}^2$

La section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :

$$At = 0,003 \times St \times b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2 \Rightarrow At \text{ min} = 1,8 \text{ cm}^2$$

Donc : on prend $\Rightarrow 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$

- *La vérification à l'état limite de service (E.L.S) :*
- *Vérification de la contrainte du béton :*

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_b = \frac{Ms.y}{I}$$

Les résultats de Robot EXPERT sont présentés sur le tableau suivant :

	Ms(KN.m)	As (cm2)	b (cm)	h (cm)	c (cm)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Vérification
Travée	27.01	4.6	30	40	2,5	5.52	15	ok
Appui	-65,52	7.9	30	40	2,5	4,99	15	ok

Tableau VII.6 : les résultats des poutres secondaires de robot expert

Calcul de σ_b :

En Travée :

$$\frac{b}{2}.y^2 - 15.A_s.(d-y) = 0 \Rightarrow 15.y^2 - 69.(37,5-y) = 0$$

La résolution de cette équation on à trouver : $y = 11.03 \text{ cm}$

$$I = b.y^3 / 3 + 15. A_s. (d - y)^2 = 61764.73 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{Ms.y}{I} = \frac{27.01 \times 11.03 \times 10^{-5}}{61764.73 \times 10^{-8}} = 4.82 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

En Appui :

$$\frac{b}{2}.y^2 - 15.A_s.(d-y) = 0 \Rightarrow 15.y^2 - 118.5 (37,5-y) = 0$$

CHAPITRE VII : Etude des portiques

La résolution de cette équation on à trouver : $y = 13.70\text{cm}$

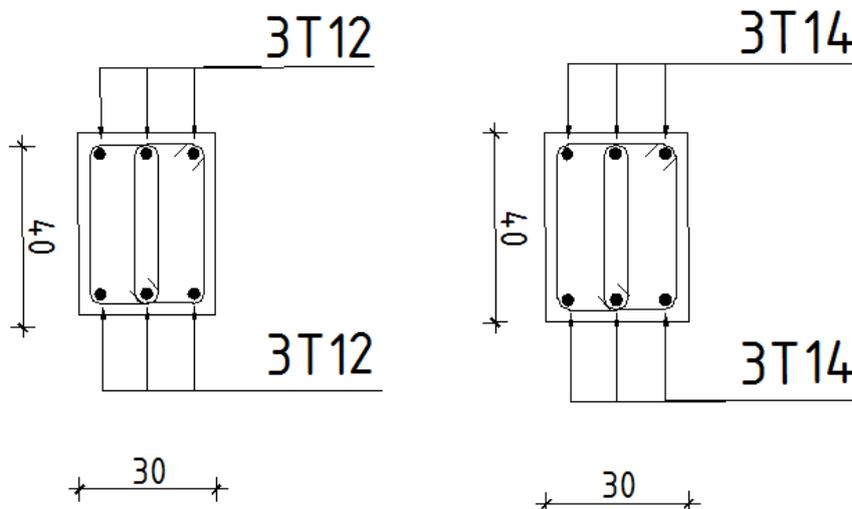
$$I = b \cdot y^3 / 3 + 15 \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = 92836,67 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_s \cdot y}{I} = \frac{68.79 \times 13.70 \times 10^{-5}}{92836,67 \times 10^{-8}} = 10.15 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Vérification de la flèche : BAEL91 (B.6.8, 424)**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) : \frac{h}{L} \geq \frac{0.85 M_o}{10 M_o} \Rightarrow \frac{40}{400} = 0.1 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \quad (C.V) \\ 2) : \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.6}{30 \times 37.5} = 0.005 \leq 0.0105 \quad (C.V) \\ 3) : \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{325} = 0.12 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (C.V) \end{array} \right.$$

➤ **Schéma de Ferrailages des poutres :**



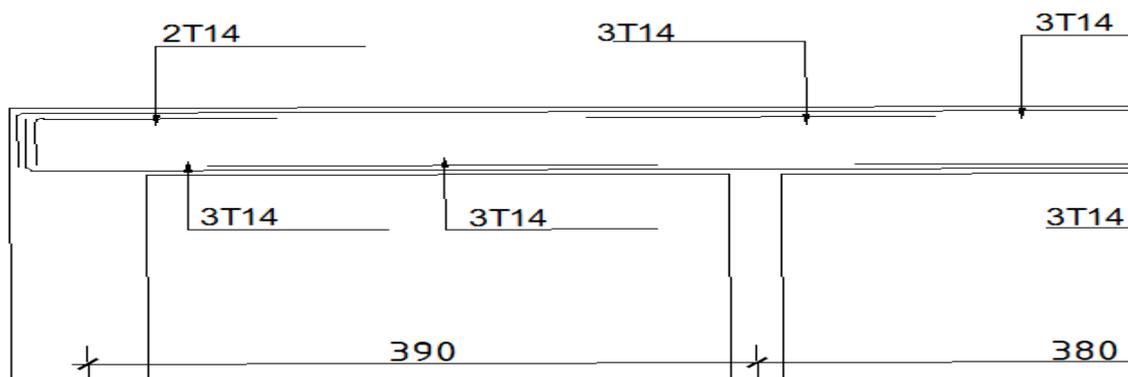


Figure VII.5: schéma ferrailage de poutre secondaire

VII.4) Ferrailage du voile en beton arme :

VI.4.1. Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes. Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

1. Armatures verticales
2. Armatures horizontales
3. Armatures transversales

A la base du voile sur une hauteur critique, des cadres sont disposés autour de ces Armatures afin d'assurer la ductilité de ces zones.

Les armatures de l'âme horizontales et verticales assurent la résistance à l'effort Tranchant

VI.4.2.Rôle de contreventement :

Le contreventement a donc principalement pour objet

- Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

CHAPITRE VII : Etude des portiques

❖ Sollicitation de calcul :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal sont déterminés selon les combinaisons comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

Ces sollicitations sont déterminées selon les combinaisons d'action suivantes :

$$\begin{aligned} \rhd \begin{cases} 1.35G \times 1.35Q \\ G + Q \end{cases} & \begin{matrix} \rightarrow ELU \\ \rightarrow ELS \end{matrix} \\ \rhd \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases} & \rightarrow ELA \end{aligned}$$

❖ La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM) :

$$\delta_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : moment fléchissant

A : section du voile

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée

I : moment d'inertie

On distingue 3 cas :

- 1^{er} Cas :

Si : (δ_{max} et δ_{min}) > 0 La section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue »

La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA :

$$A_{min} = 0.15 \times a \times L$$

- 2^{eme} Cas :

Si : (δ_{max} et δ_{min}) < 0 la section du voile est entièrement tendue « pas de zone comprimée ».

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$$A_v = F_t / f_e$$

On compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 versions 2003.

- Si : $A_v < A_{min} = 0,15 \% \times a \times L$, on ferraille avec la section minimale.

CHAPITRE VII : Etude des portiques

- Si : $A_v > A_{min}$, on ferraille avec A_v .

- **3^{ème} cas :**

Si : (δ_{max} et δ_{min}) = 0 : sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc, on calcule le volume des contraintes la zone tendue.

- **Armatures verticales :**

Ils sont disposés on deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A99(version 2003) exige un pourcentage minimal égale à 0.15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

- **Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures ; les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante 0.10%.

- **Armatures transversales :**

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieur ou égal à 12 mm Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

- **Règles Communes:**

1/L'espacement des barres horizontales et verticales doivent être inférieur à la plus petite des

Deux valeurs suivantes:

- $St \leq 1,5 a$
- $St \leq 30 \text{ cm}$

Avec a: l'épaisseur de voile.

2/Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins par quatre épingles au m², dans Chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

CHAPITRE VII : Etude des portiques

3/Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des zones d'about) ne

Ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile

4/Les longueurs de recouvrement

➤ **20Φ**: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible de charges

Doivent être égale à :

➤ **40Φ**: pour les Barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts est Possible.

Remarque :

Le ferrailage des voiles se fera pour les zones suivantes :

- **Zone (1)** : RDC + 1 à 5^{ème} étage
- **Zone (2)** : 6^{ème} à 9^{ème} étage.
- **Zone (3)** : 10^{ème} à 12^{ème} étage.

• Ferrailage de voile sans ouverture :

Remarque:

- Le ferrailage se fera sur une bande verticale
- De largeur $d \leq \min (h_e/2; 2L'/3)$
- L' : étant la longueur de la zone comprimée.
- H_e : hauteur libre de niveau

Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage d'un voile transversale $V_{T1} = 2.82m$ sur la Zone 1 ; SPC

CHAPITRE VII : Etude des portiques

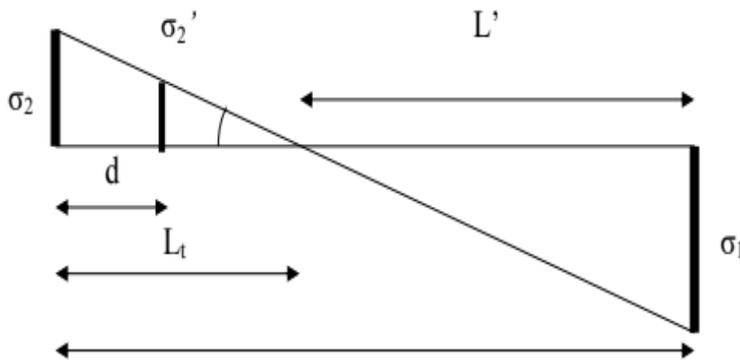


Figure 33 : schématisation des contraintes.

❖ $M = 1037,01 \text{ KN.M}$ Caractéristiques géométriques :

$N = 519,55 \text{ KN}$.

$T = 621,84 \text{ KN}$.

$L = 2.82 \text{ m}$

- Longueur : $L = 2.82 \text{ m}$
- Epaisseur : $ep = 0,20 \text{ m}$
- La section : $A = (3.52 - 0.7) \times 0.2 = 0,564 \text{ m}^2$
- Moment d'inertie : $I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,20 \times 2.82^3}{12} = 0.373 \text{ m}^4$
- V : La distance entre le C.D.G du voile et la fibre la plus éloignée :

$$V = \frac{2.82}{2} = 1.41 \text{ m}$$

❖ Sollicitations de calcul :

- Détermination des contraintes :

$$\delta_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\delta_1 = \frac{519,55}{0,564} + \frac{1037,01 \times 1,41}{0,373} = 4833,3 \text{ KN/m}^2$$

$$\delta_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I}$$

$$\delta_2 = \frac{519,55}{0,564} - \frac{1037,01 \times 1,41}{0,373} = -2990,9 \text{ KN/m}^2$$

$(\delta_{\max} \text{ et } \delta_{\min}) = 0$: sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc, on calcule le volume des contraintes la zone tendue.

CHAPITRE VII : Etude des portiques

- *Longueur de la zone comprimée :*

$$Lc = \frac{\delta_1 \times L}{\delta_1 + \delta_2} = \frac{4833,3 \times 2,82}{4833,3 + (-2990,9)} = 1,47 \text{ m}$$

- *Longueur tendue :*

$$Lt = L - Lc = 2,82 - 1,47 = 1,08 \text{ m}$$

- *Calcul de la longueur (d) :*

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

$$d \leq \min\left(\frac{he}{2}; \frac{2 \times Lc}{3}\right) \Rightarrow d \leq \min(1,41; 0,98)$$

Soit $d_1 = 0,98 \text{ m}$

❖ Détermination de N :

Zone tendue :

$$\frac{\delta_{min}}{Lt} = \frac{\delta_1}{Lt-d} \Rightarrow \{\delta_1 = 309,93 \text{ KN/m}^2\}$$

$$N_1 = \frac{\delta_{min} + \delta_1}{2} \times d \times e = 323,48 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\delta_1}{2} \times d \times e = 30,37 \text{ KN}$$

❖ Calcul des armatures verticales :

1^{ère} bande :

$$Av_1 = \frac{N_1}{\delta_s} = \frac{323,48}{40} = 8,08 \text{ cm}^2$$

2^{ème} bande :

$$Av_2 = \frac{N_2}{\delta_s} = \frac{30,37}{40} = 0,75 \text{ cm}^2 < A_{min} = 10,29 \text{ cm}^2. \text{ On prend } Av_2 = 10,29 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures minimales (BAEL 91 Modifiée 99) :

$$A_{min} \geq \max\left\{\frac{d \cdot e \cdot f_{t28}}{f_e}; 0,2\%B\right\} = \max\{10,29; 3,92\} = 10,29 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE VII : Etude des portiques

❖ Les armatures de couture :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4 \times T}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 621,84}{40} = 23,94 \text{ cm}^2$$

❖ Sections d'armatures totales :

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 8,08 + \frac{23,94}{4} = \mathbf{14,06 \text{ cm}^2 / \text{Bande}}$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 10,29 + \frac{23,94}{4} = \mathbf{16,27 \text{ cm}^2 / \text{Bande}}$$

❖ Ferrailage adopté :

$$❖ A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 8,08 + \frac{23,94}{4} = \mathbf{14,06 \text{ cm}^2 / \text{Bande}}$$

On adopte: $2 \times 5\text{HA}16 = 20,11 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 10 \text{ cm}$

$$❖ A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 10,29 + \frac{23,94}{4} = \mathbf{16,27 \text{ cm}^2 / \text{Bande}}$$

On adopte: $2 \times 7\text{HA}14 = 21,55 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 20 \text{ cm}$

❖ Armatures horizontales :

$$\text{D'après le BAEL 91 : } A_{\min (h)} = \text{Max} \left\{ \frac{A_v}{4} ; 0,0015 * 282 * 20 \right\} =$$

$$\text{Max} \{ 5,98 ; 8,46 \} = 8,46 \text{ cm}^2$$

Soit : $2 \times 4\text{HA}12 = 9,04 \text{ cm}^2 / 1\text{m}$ de hauteur ; avec $S_H = 20\text{cm}$

❖ Armatures transversales (Art.7.7.4.3, RPA99/ version 2003) :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

❖ Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{ 1.5, 30 \text{ cm} \} = 30 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée}$$

CHAPITRE VII : Etude des portiques

❖ Vérification des contraintes de cisaillement :

• Selon le RPA 2003 :

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a \cdot l}$$

Avec : $\bar{T} = 1,4T$ (l'effort tranchant de calcul majoré de 40%)

a : épaisseur du voile

L : longueur du voile

Donc :

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 621,84 \times 10^3}{200 \times 2820 \times 0,9} = 1,71 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 1,71 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1,71 < 5 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• D'après le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{621,84 \times 10^3}{200 \times 2820 \times 0,9} = 1,22 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 1,22 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c25}}{\gamma_b}; 4 \text{ MP} \right\} = 3,26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,22 < 3,26 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification à l'ELS :

N_{ser} = 1502,77 KN (logiciel).

$$\gamma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A_v} = \frac{1502,77 * 10^3}{200 * 2820 + 15 * 14,06 * 10^2} = 2,56 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 2,56 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

CHAPITRE VII : Etude des portiques

➤ Les résultats de calcul des sont illustrés dans les tableaux suivants pour **ZONE2 ET ZONE 3** :

Zone	ZONE 2	ZONE 3	
Caractéristiques Géométriques	hpoutre(m)	0,30	0,30
	hauteur etage (m)	3,06	3,06
	L (m)	3,01	3,01
	e (m)	0,20	0,20
	B (m²)	0,602	0,602
	He	2,67	2,67
	Sollicitation De calcul	T (kN)	322,72
Nser (kN)		31,84	11,67
Vu (kN)		22,93	8,18
σ_{max} (kN/m²)		1394,2	174,4
σ_{min} (kN/m²)		-932,6	-429,7
σ_s (kN/m²)		400	400
Lc		1,80	0,87
Lt		1,21	2,14
d		1,20	0,60
d adopté		1,20	0,60
σ_1		4,95	309,25
N1		112,50	44,33
N2		0,594	37,11
Armatures Verticales	Av1/bande (cm²)	2,81	1,10
	Av2/bande (cm²)	0,014	0,92
	Avj (cm²)	11,61	5,41

CHAPITRE VII : Etude des portiques

	A'v1/bande/nappe	5,72	9,22	
	A'v2/bande/nappe	15,50	9,22	
Armatures minimales	Amin/bande/nappe (cm2)	12,6	7,87	
Ferrailage adoptés pour les armatures verticales	Av1 adopté (cm2)	15,39	12,32	
	Av2 adopté (cm2)	21,55	22,62	
	Choix de A (cm2)	Bande 1	2 × 5HA14	2 × 5HA14
	Choix de A (cm2)	Bande 2	2 × 7HA14	2 × 10HA12
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10
Bande 2		20	20	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)	9,03	9,03	
	AH adopté (cm2)	9.04	9.04	
	choix de la section	2 × 4HA12	2 × 4HA12	
Armatures transversales	Espacement st (cm)	20	20	
	At adoptés	4epingles HA8/m2		
Vérifications des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	0,83	0,39
		τ_u	0,042	0,028
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	0,051	0,019

Tableau VII.6 : les résultats de calcul

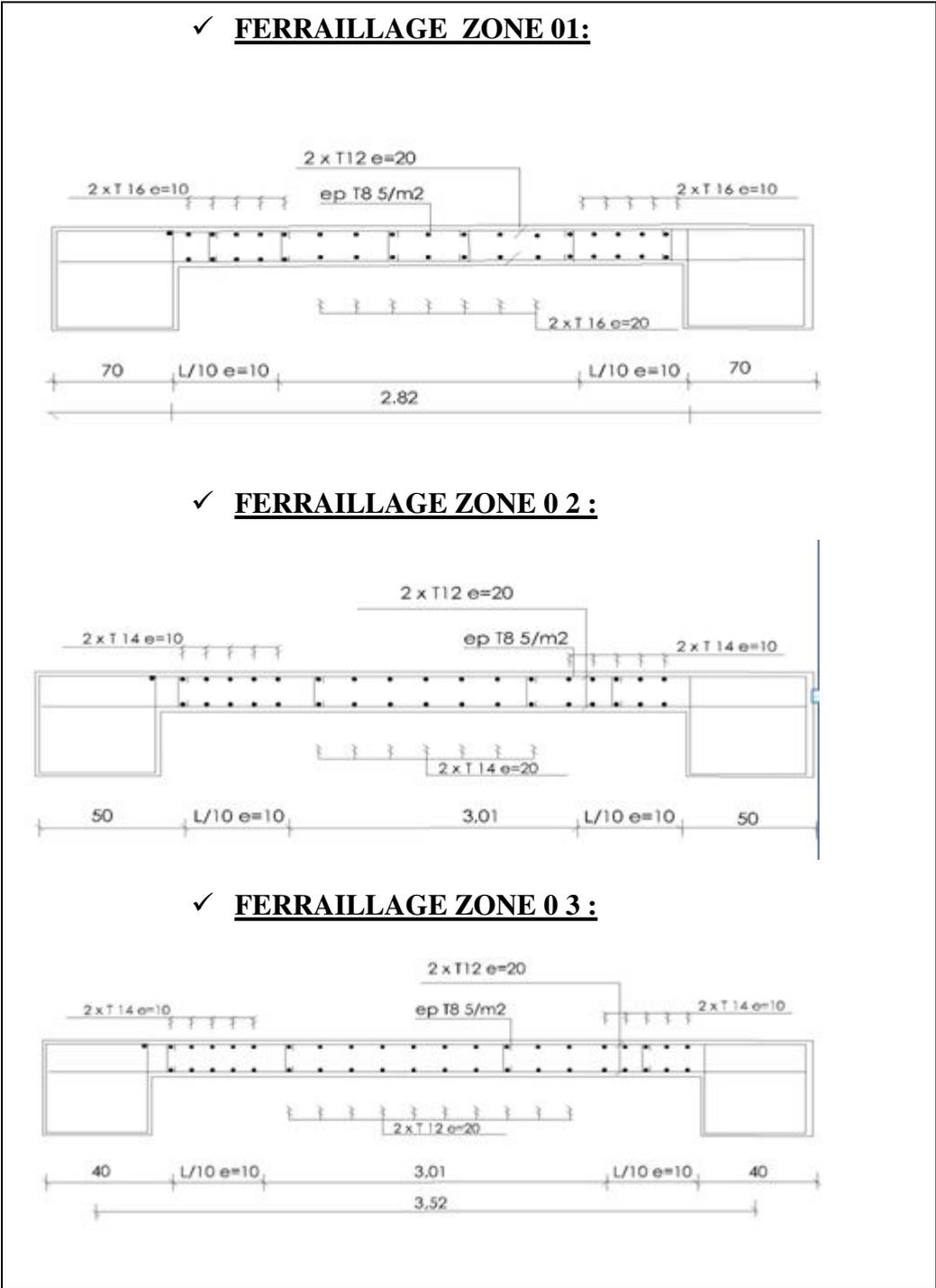


Figure VII.6: schéma ferrailage de voile.



CHAPITRE VIII

Etude de l'infrastructure

VIII .1.Etude fondation :

Introduction :

Les fondations sont des éléments qui sont directement en contact avec le sol, elles assurent ainsi la transmission des charges de la superstructure à ce dernier. Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VIII .1.1.Reconnaissance 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 géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 2bar.

VIII .1.2.Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le **RPA99 version 2003** (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$

VIII .1.3.Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

VIII .1.3.1.Vérification des semelles isolées :

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

Avec :

N : L'effort normal agissant sur la semelle obtenue par le logiciel ETABS.

S : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

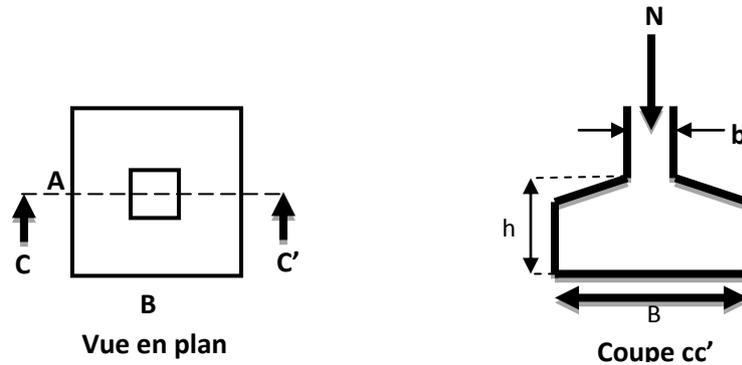


Figure VIII .1: Vue d'une semelle isolée

$$A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \quad \text{-----} \quad (1)$$

On a une semelle et un poteau homothétique : $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$ on remplace la valeur de A dans (1) et on trouve la valeur de B :

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{0.70}{0.70} \times \frac{2346,03}{250}} = 3.06 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} S_{semelle} &= B^2 \times \text{Nombre de poteaux} \\ &= 3.06^2 \times 56 = 524,36 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$S_{bat} = 571,2 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{bat}} = 91 \% > 50 \%$$

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, en tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

Donc, on doit passer à des semelles filantes.

VIII .1.3.2. Vérification des semelles filantes :

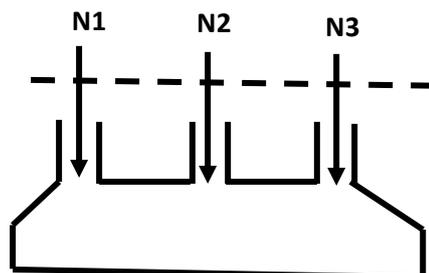


Figure VIII .2: Schéma d'une Semelle filante.

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 8 poteaux. L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que :

$$\bar{\sigma} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma} \times L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

N : la somme des efforts normaux provenant des poteaux.

$$N = 6762,47 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma} \times L} = \frac{6762,47}{250 \times 25.50} = 1.06 \text{ m}$$

On prend B = 1.5 m → Pas de chevauchement alors on opte pour la semelle filante //X.

- **Calcul de la surface de la semelle filante**

$$S = \frac{N}{\bar{\sigma}} = \frac{6762,47}{250} = 27.04 \text{ m}^2$$

- **Calcul de la hauteur totale de la semelle (h_t) :**

La hauteur totale de la semelle (h_t) est déterminée par l'équation suivante :

$$h_t = d + d'$$

Avec :

d' : enrobage des armatures ; $d' = 5 \text{ cm}$.

d : hauteur utile qui doit vérifier la condition suivante : $d \geq \frac{B-b}{4}$

$$d = 0.2 \text{ m} \rightarrow h_t = 0,05 + 0.2 = 0.25 \text{ m.}$$

On opte pour **$h=50 \text{ cm}$** .

- **Vérification en tenant compte du poids de la semelle :**

La semelle soumise à son poids propre et le poids de la superstructure.

$$N_{\text{Total}} = N_{\text{(superstructure)}} + N_{\text{(infrastructure)}}.$$

$$\text{Avec : } N_{\text{(infrastructures)}} = N_{\text{(avant poteau)}} + N_{\text{(semelle)}}$$

Les charges revenant à cette semelle sont comme suit :

$$N_{\text{(superstructure)}} = 6762,47 \text{ KN.}$$

$$N_{\text{(semelle)}} = \gamma_b \times S_s \times h_t.$$

$$N_{\text{(avant poteau)}} = \gamma_b \times S_{ap} \times h \times n ; \text{ Avec :}$$

S_{ap} : surface transversale de l'avant-poteau ;

$$S = 70 \times 70 = 4900 \text{ cm}^2$$

h: hauteur de l'avant-poteau ; h = 1 m.

n: nombre de poteaux revenant à la semelle ; n = 3 poteaux.

$$N_{(\text{avant poteau})} = 25 \times 4900 \times 1 \times 3 = 36.75 \text{ KN.}$$

$$N_{(\text{semelle})} = 25 \times 27.04 \times 0.5 = 338 \text{ KN.}$$

$$N_{\text{Total}} = 7137,15 \text{ KN.}$$

- **Vérification de la contrainte :**

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

$$\frac{N}{S} = \frac{7137,15}{27,04} = 2.63 \text{ bar} \geq \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bar}$$

On voit que la contrainte de la semelle est supérieure à la contrainte de sol, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

VIII .1. 4.Radier général :

Puisque les deux premières vérifications ne sont pas observées, on va opter pour un radier général comme type de fondation pour notre structure. Le radier travaille comme un plancher renversé, assure une bonne répartition des charges sous le sol.

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

VIII .1.4.1.Pré dimensionnement :

- **La dalle du radier :**

La hauteur minimale de la dalle est conditionnée par :

$$h_d \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} = \frac{4,60}{20} = 23 \text{ cm}$$

Avec l_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs

- Les nervures :

- La condition de coffrage :

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{460}{10} = 46 \text{ cm}$$

- La condition de raideur (rigidité) :

Pour un radier rigide, il faut que $L_{\max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2}$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}$$

l_e : Longueur élastique.

E : Module de Young.

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur $1ml$.

K : coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc $K = 4 \text{ Kg/cm}^3$.

$$E = 3.21 \times 10^7 \text{ KN/m}^2.$$

b : Largeur de l'élément considéré par ml .

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times L_{\max}^4}{\pi^4 \times E}} = 0,65 \text{ Cm}$$

$$\text{Donc : } h_n \geq 0,65 \text{ Cm}$$

A partir de ces conditions précédentes on prend :

- La dalle : $h_d = 40 \text{ cm}$
- La nervure : $(bxh) = (50 \times 90) \text{ cm}^2$

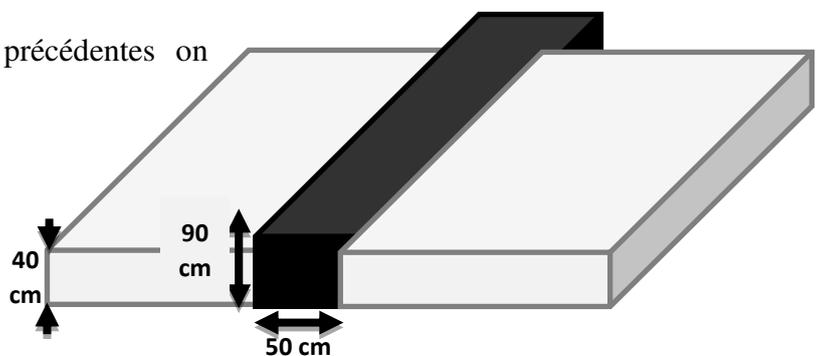


Figure VIII .3: Dimensions du radier.

VIII .1.4.2. Les vérifications nécessaires du radier :

✓ Vérification de la contrainte du sol :

D'après le rapport géotechnique, on a un taux de travail du sol $\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$

La condition à vérifier pour l'approbation de la contrainte du sol est la suivante :

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

Avec :

$\bar{\sigma}_{sol}$: Réaction totale de la structure à l'ELS.

L'utilisation du logiciel « ROBOT » nous a donné la valeur de la réaction :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 192,50 \text{ KN/m}^2$$

Donc :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 192,50 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

➔ Condition vérifiée

✓ Vérification au cisaillement :

D'après les résultats obtenus par « ROBOT » ; Selon CBA 93 Article 5.1.2 .1

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{MPa}) \rightarrow \text{fissuration peu préjudiciable .}$$

Avec : $V_{u \max} = 687.4 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{687.4 \times 10^{-3}}{1 \times 0.54} = 1.27 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VIII .1.5 Calcul le Ferrailage :

VIII .1.5.1 Ferrailage de la dalle de radier :

Après la modélisation, on a pu extraire les valeurs des sollicitations exercées sur la surface du radier selon les deux directions X et Y, ces valeurs sont affichées dans ce tableau :

	ELU		ELS	
	M_{appuis} (kn. m)	M_{travées} (kn. m)	M_{appuis} (kn. m)	M_{travées} (kn. m)
Sens (x-x)	-358.53	493.37	-235.25	337.74
Sens (y-y)	-290.82	409.88	-201.45	254.99

Tableau VIII .1: récapitulatif des moments exercés sur le radier.

Le calcul se fait à la flexion simple avec une bande de 1 m et en deux directions, l'une suivant (x-x) et l'autre suivant (y-y)

On a: $b = 1\text{ m}$; $h = 0,60\text{ m}$; $d = 0,9(h) = 0,54\text{ m}$.

❖ **Sens x-x:**

• **En travées :**

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \times d^2 \times b}$$

$$\mu = \frac{493.37 \times 10^{-3}}{14,17 \times (0,54)^2 \times 1} = 0,119 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,159$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,48$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{z \times \sigma_s}$$

$$A_{st} = \frac{493.37 \times 10^{-3}}{0,48 \times 348} = 29.53\text{ cm}^2$$

On adopte **A_{st} : 10T20 = 31.40 cm²**

• **En appuis :**

$$\mu = \frac{358.53 \times 10^{-3}}{14,17 \times (0,54)^2 \times 1} = 0,087 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,114$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,52$$

$$A_{st} = \frac{358.53 \times 10^{-3}}{0.52 \times 348} = 19.81 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_{st} : 10T16 = 20.10 \text{ cm}^2$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b.d$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = 0,23 \times \frac{2.1}{400} 1 \times 0.54 = 6.52 \text{ cm}^2$$

En travées : $31.40 \text{ cm}^2 > 6.52 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$

En appuis : $20.10 \text{ cm}^2 > 6.52 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$

- **Vérification à l'ELS :**

Pour savoir si un calcul à l'ELS est nécessaire ou non, on vérifie la condition en appui et en travée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

➤ **En travée :**

$$M_u = 493.37 \text{ KN.m} ; \quad M_s = 337.74 \text{ KN.m} ; \quad \alpha = 0.159$$

$$\gamma = \frac{493.37}{337.74} = 1.46$$

$$\rightarrow \frac{1.46-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.48$$

$\alpha = 0,159 < 0.48 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$

➤ **En appuis:**

$$M_u = 358.53 \text{ KN.m} ; \quad M_s = 235.25 \text{ KN.m} ; \quad \alpha = 0.114$$

$$\gamma = \frac{358.53}{235.25} = 1.52$$

$$\rightarrow \frac{1.52-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.51$$

$\alpha = 0,114 < 0.51 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$

Donc, pas besoin de calculer la contrainte du béton à l'ELS.

❖ **Sens y-y:**

- **En travées :**

$$\mu = \frac{409.88 \times 10^{-3}}{14,17 \times (0,54)^2 \times 1} = 0,099 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,130$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,51$$

$$A_{st} = \frac{409.88 \times 10^{-3}}{0,51 \times 348} = 23.09 \text{ cm}^2$$

On adopte **A_{st} : 12T16 = 24.12 cm²**

- **En appuis :**

$$\mu = \frac{290.82 \times 10^{-3}}{14,17 \times (0,54)^2 \times 1} = 0,070 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,091$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,52$$

$$A_{st} = \frac{290.82 \times 10^{-3}}{0,52 \times 348} = 16.07 \text{ cm}^2$$

On adopte **A_{st} : 12T14 = 18.46 cm²**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} = 0,23 \times \frac{2.1}{400} \times 1 \times 0.54 = 6.52 \text{ cm}^2$$

En travées : 24.12 cm² > 6.52 cm² → *Condition vérifiée*

En appuis : 18.46 cm² > 6.52 cm² → *Condition vérifiée*

- **Vérification à l'ELS :**

Pour savoir si un calcul à l'ELS est nécessaire ou non, on vérifie la condition en appui et en travée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

➤ **En travée :**

$$\rightarrow \frac{1.6-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.55$$

$\alpha = 0,130 < 0.55$ → *Condition vérifiée*

➤ **En appuis:**

$\alpha = 0,091 < 0.47$ → *Condition vérifiée*

Donc, pas besoin de calculer la contrainte du béton à l'ELS.

CHAPITRE VIII : Etude de l'infrastructure

- **Calcul de l'espacement :**

On prend de façon arbitraire un espacement idéale égale à :

$$St = 15 \text{ cm en zone courante}$$

$$St = 10 \text{ cm en zone nodale}$$

Donc on a :

	Travée			Appui		
	A calculer	A choisie	A adopter	A calculer	A choisie	A adopter
	(cm^2)		(cm^2)	(cm^2)		(cm^2)
Sens (x-x)	29.53	10T20	31.40	19.81	10T16	20.10
Sens (y-y)	23.09	12T16	24.12	16.07	12T14	18.46

Tableau VIII .2: Tableau récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier.

. Schéma de ferrailage :

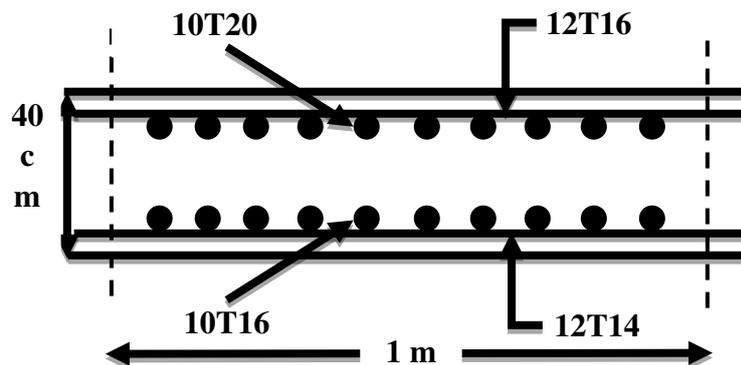


Figure VIII .4: Ferrailage de la dalle du radier.

VIII .1.5.2. Ferrailage des nervures :

A partir du logiciel ROBOT, les valeurs des moments en travées et en appuis des nervures sont données dans le tableau ci-dessous :

ELU		ELS	
M_{appuis}	$M_{travées}$	M_{appuis}	$M_{travées}$
(kn. m)	(kn. m)	(kn. m)	(kn. m)
456.36	700.46	263.02	490.25

Tableau VIII .3: Récapitulatif des moments pour les nervures.

VIII .1.5.2.1.Ferraillage longitudinal :

Le calcul de ferraillage longitudinal se fait à la flexion simple avec une section rectangulaire de (0,9 x 0,5) m² à l'aide de logiciel « ROBOT EXPERT ».

Travée			Appui		
A expert (cm ²)	A choisie	A adopter (cm ²)	A expert (cm ²)	A choisie	A adopter (cm ²)
24.95	8T20	25.12	15.81	8T16	16.08

Tableau VIII .4 : Tableau récapitulatif du ferraillage des nervures.

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d$$

$$A_{st} = 0,23 \times \frac{2.1}{400} 0.5 \times 0.81 = 4.89 \text{ cm}^2$$

En travées : 25.12 cm² > 4.89 cm² ➔ *Condition vérifiée*

En appuis : 16.08 cm² > 4.89 cm² ➔ *Condition vérifiée*

- **Vérification à l'ELS :**

Pour savoir si un calcul à l'ELS est nécessaire ou non, on vérifie la condition en appui et en travée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

➤ **En travée :**

$$M_u = 700.46 \text{ KN.m} ; \quad M_s = 490.25 \text{ KN.m} ; \quad \alpha = 0.098$$

$$\gamma = \frac{700.46}{490.25} = 1.43$$

$$\rightarrow \frac{1.43-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.68$$

$\alpha = 0,098 < 0.48$ ➔ *Condition vérifiée*

➤ **En appuis:**

$$M_u = 456.36 \text{ KN.m} ; \quad M_s = 263.02 \text{ KN.m} ; \quad \alpha = 0.063$$

$$\gamma = \frac{456.36}{263.02} = 1.73$$

$$\rightarrow \frac{1.52-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.61$$

$$\alpha = 0,063 < 0.61 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc, pas besoin de calculer la contrainte du béton à l'ELS.

- **Vérification au cisaillement :**

D'après les résultats obtenus par « ROBOT » ; Selon CBA 93 Article 5.1.2 .1

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{MPa}) \rightarrow \text{fissuration peu préjudiciable .}$$

Avec : $V_{u \max} = 743.4 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{743.4 \times 10^{-3}}{0.5 \times 0.81} = 1.83 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VIII .1.5.2.2.Calcul des armatures transversales

- **Diamètre des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; Q_{L\min} ; \frac{b}{10}\right) \text{ Selon le CBA93}$$

$Q_{L\min} = 1,4 \text{ cm}$ (Diamètre minimal des armatures tendues du premier lit maintenues par les cadres)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{90}{35} ; 1.4 ; \frac{50}{10}\right) = 1.4 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 10 \text{ mm}$

- **Espacement des armatures transversales :**

D'après le RPA 99 :

$$St < \min(h/4 , 12\phi_{L\min}, 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm (pour la zone nodale).}$$

$$St < h/2 = 40 \text{ cm (pour la zone courante).}$$

Donc on prend :

$$St = 10 \text{ cm (pour la zone nodale)}$$

$$St = 15 \text{ cm (pour la zone courantes)}$$

✓ Schéma de ferrailage :

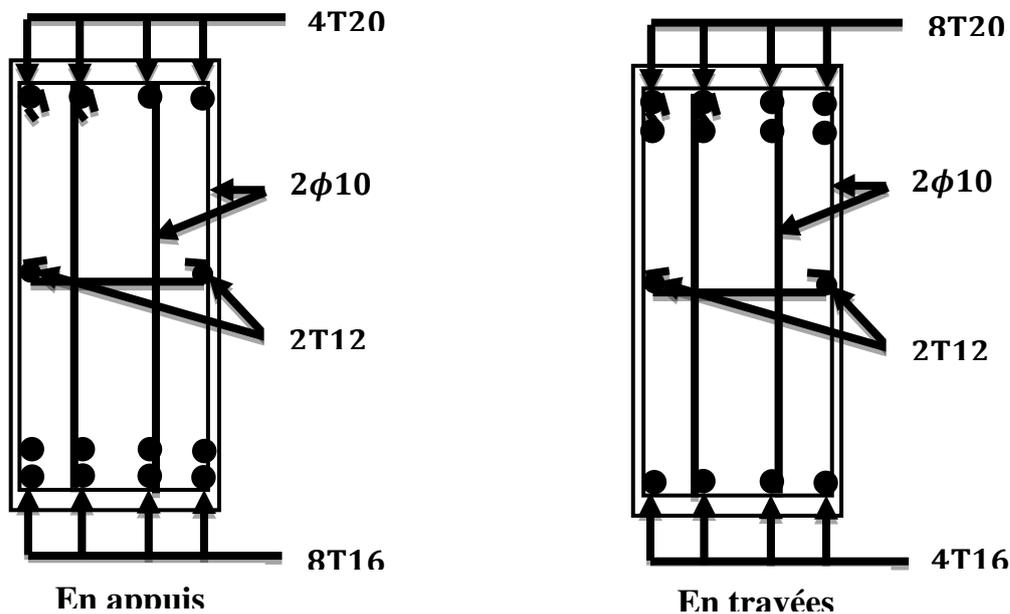


Figure VIII .5: Schéma de ferrailage des nervures.

Remarque : Vu l'importance de la hauteur des nervures ($h > 50\text{cm}$), il est nécessaire de mettre des armatures de peau.

VIII.2.Les VOILES PERIPHERIQUES :

VIII.2.1.Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par les ou dimensionnement des fondations .Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales et les charges sismiques horizontales .Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations sa ver la super structure, et d'autre part, un bon ancrage à un niveau du sol.

VIII.2.2.Dimensionnement :

Selon le RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Epaisseur $\geq 15\text{cm}$.
- 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 40 f pour le renforcement des angles.

On adopte une épaisseur $e = 20\text{cm}$.

La hauteur du voile périphérique= 3.3 m.

VIII .2.3.Détermination des sollicitations :

On prend comme hypothèse pour le calcul des voiles ; un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et libre à l'autre côté.

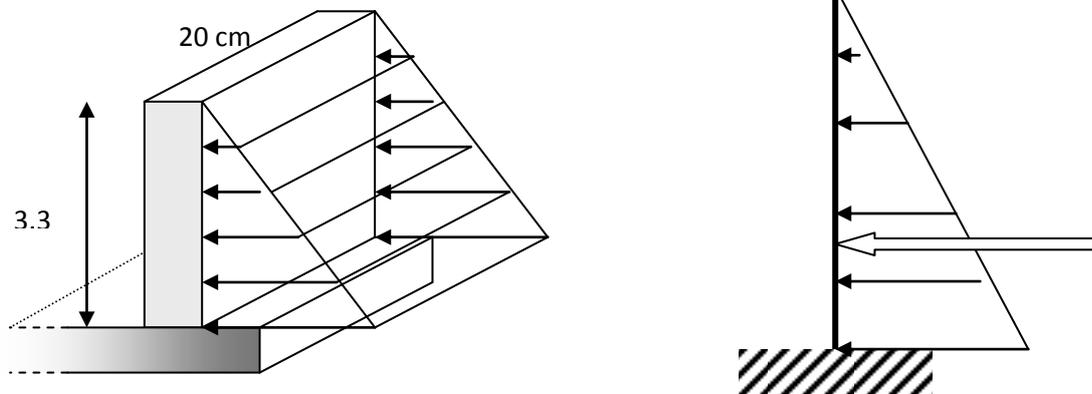


Figure- VIII -6 : La poussée des terres sur le voile périphérique.

a. Caractéristique du remblai :

$\Phi = 30^\circ$: l'angle du frottement de sable.

$\gamma_d = 2.15 \text{ t / m}^2$: Poids spécifique du remblai.

$h = 3.3 \text{ m}$, hauteur de voile périphérique.

b. Calcul de moment :

D'après A. Fuentes on a:

$$M_{Max} = \frac{2 \times P \times h}{9 \times \sqrt{3}} \quad \text{avec ; } P = \frac{P_i \times h}{2}$$

K_0 : coefficient de poussée (surface horizontale).

$$K_0 = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow K_0 = 0.33$$

$$P_i = \gamma_d \times h \times K_0 \Rightarrow P_i = 2.15 \times 3.3 \times 0.33 = 2.34 \text{ t/ml}$$

Donc :

$$P = \frac{2.34 \times 3.3}{2} = 3.86 \text{ t}$$

$$M_{Max} = \frac{2 \times 3.86 \times 3.3}{9 \times \sqrt{3}} = 1.96 \text{ t.ml}$$

c. Calcul des armatures:

c.1. Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales supérieures et inférieures ont une section $A_L \geq 0.10 \%$ dans les deux sens de la section transversale du béton avec un recouvrement de 40Φ pour le renforcement des angles.

$$A_L = \frac{0.10 \times b \times h}{100} = \frac{0.10 \times 20 \times 100}{100} = \frac{2.00 \text{ cm}^2}{\text{ml}}$$

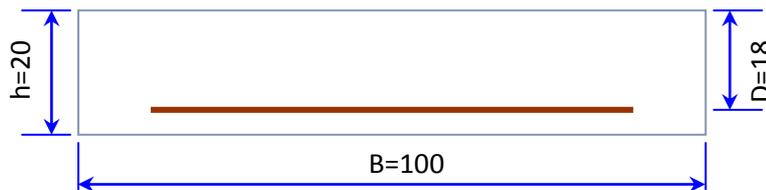
Donc: $A_L = 2.00 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On adoptera 5 HA 8 / ml / face.

On prend comme espacement : $St = 20 \text{ cm}$

C.2. Calcul du ferrailage vertical :

Le ferrailage du voile périphérique se fera en fissuration très préjudiciable (calcul à l'ELS)



$$M_{\text{ser}} = 26,67 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \min(0.5 Fe ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}})$$

Avec :

$$f_c = 400 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; \eta = 1.6 \text{ (acier à haute adhérence H A)}$$

$$\sigma_{st} = 200 \text{ MPa}$$

$$X = \frac{n \times \overline{\sigma_{bc}} \times d}{n \times \overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_{st}}}$$

$$\text{Avec : } n = 15 ; d = 0.9 \times h = 0.18 \text{ m}$$

$$X = \frac{15 \times 14.2 \times 0.18}{15 \times 14.2 + 200} = 0.0119 \text{ m}$$

$$M_{\text{ser}} = 26,67 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{Z \times \sigma_{st}}$$

Avec :

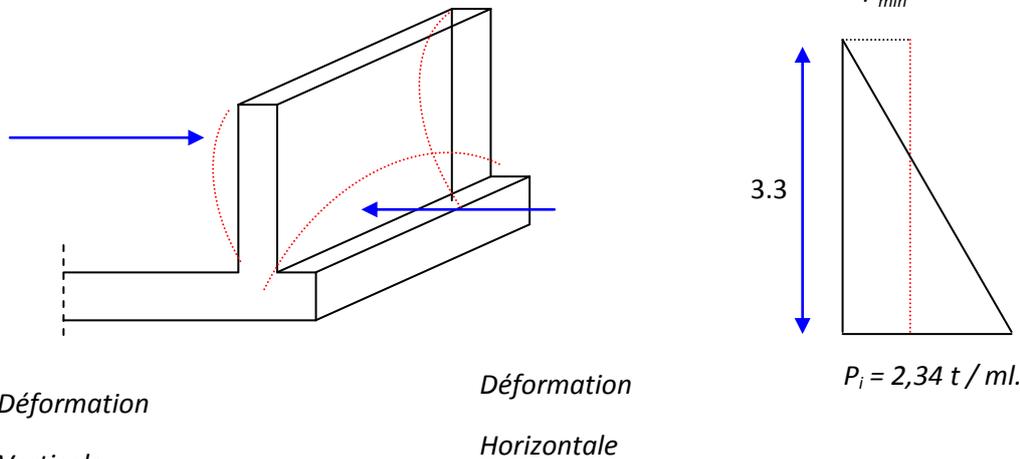
$$Z = \frac{d - X}{3} = 0.1681 \text{ m}$$

Donc :

$$A_s = \frac{26,67 \times 1000}{16.81 \times 200} = 7,93 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_s = 6H \text{ A } 14 / \text{ml} = 9,24 \text{ cm}^2$ avec : $S_t = 20 \text{ cm}$.

C.3. Calcul du ferrailage horizontal : On prendra la portée maximale entre les voiles qui sont perpendiculaire au voile périphérique donc : $L = 4,60 \text{ m}$



Déformation

Déformation

Verticale

Horizontale

Figure- VIII -7 : Déformation verticale et horizontale sur le voile périphérique

$$P_{moy} = \frac{P_{max} + P_{min}}{2} = \frac{2.34 + 0}{2} = 1.17 \text{ t/ml}$$

On prend : $M_t = 0.85 M_0$; $M_e = M_w = 0.4 M_0$

➤ **Vérification :(Selon BAE L 99) :**

On doit vérifier :

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25 M_0$$

$$M_0 = \frac{P_{moy} \times L^2}{8} = \frac{1.17 \times 4,60^2}{8} = 3,09 \text{ t.ml}$$

$$M_0 = 41000 \text{ N.m}$$

$$M_t = 34850 \text{ N.m}$$

CHAPITRE VIII : Etude de l'infrastructure

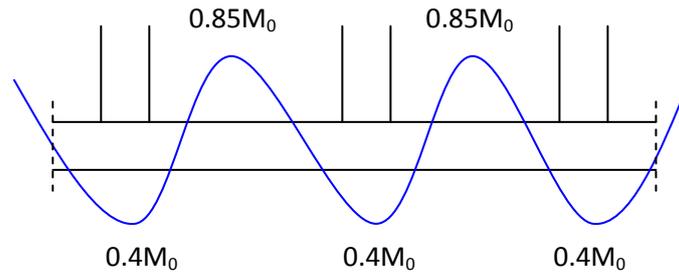


Figure- VIII -8 : Diagramme des moments du voile Périphérique

$$M_e = 16400 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$M_0 (0.85 + ((0.4+0.4)/2)) = 1.25 M_0$$

51250 \geq 1.25 M_0 donc est vérifiée

a. En travée:

$$X = 0.0119 \qquad Z = 0.1681 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{34850}{16.81 \times 200} = 10.36 \text{ cm}^2$$

On prend: $A_s = 7 \text{ H A14} = 10.78 \text{ cm}^2$

b. Sur appui:

$$X = 0.0119 \qquad Z = 0.1681 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{16400}{16.81 \times 200} = 4.87 \text{ cm}^2$$

On prend: $A_s = 5 \text{ H A 12} = 5.76 \text{ cm}^2$

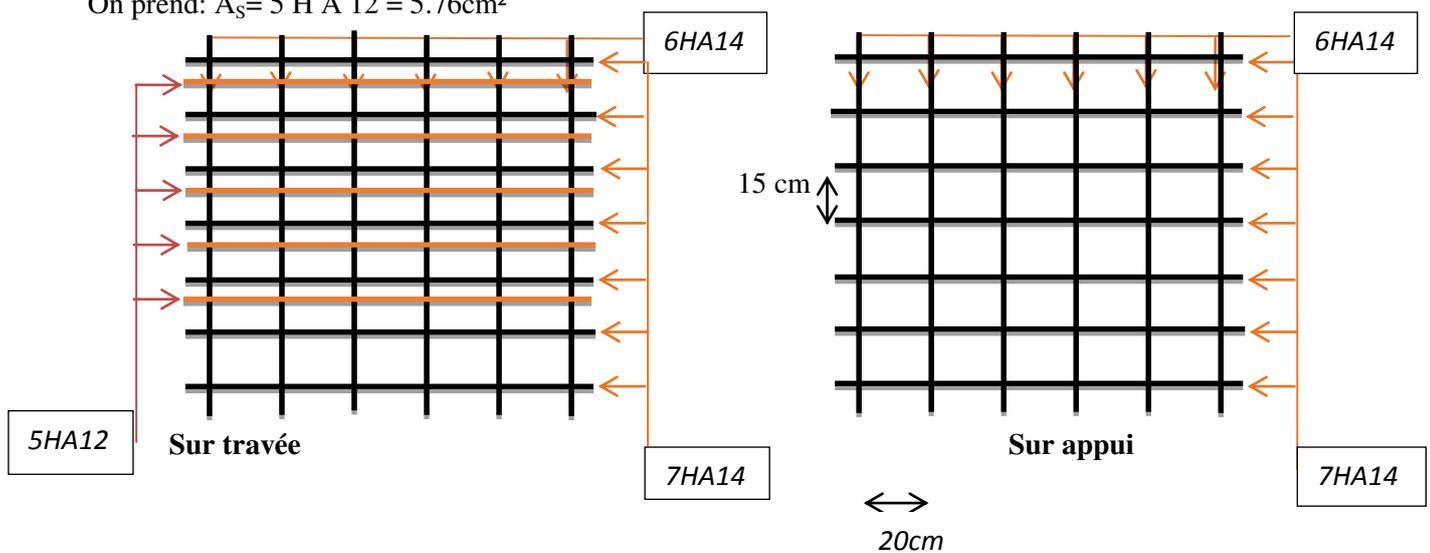


Figure - VIII -9 : Schéma de ferrailage du voile périphérique pour 1ml



Conclussion Générale

Conclusion générale :

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle, 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.

L'étude a commencé par mettre les hypothèses de calcul et le pré dimensionnement de la structure. Nous avons calculé ensuite les éléments secondaires (escaliers, plancher, acrotère) et vérifié les résultats vis à vis de l'action du séisme. Lors de l'étude dynamique et sismique par la suite, l'utilisation, l'exploitation ainsi que la compréhension des Règles Parasismiques Algériennes ont été acquises et nous ont permis de lever beaucoup d'ambiguïtés et de comprendre beaucoup de phénomènes.

Pour le contreventement et les dispositions des voiles ; on a constaté que la disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité de voile à placer dans une structure et joue un rôle déterminant dans le comportement de ce dernier vis-à-vis du séisme.

La reconnaissance du sol, où va être implanté l'ouvrage, est capitale pour connaître la nature du sol d'assise de l'ouvrage pour, ensuite trancher sur le type de fondation. Le choix du type de fondation dépend de la nature de sol et du volume des charges provenant de la structure.

L'utilisation des logiciels ROBOT 2018 permet de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps de l'étude, néanmoins, la fiabilité de résultat dépend de la bonne modélisation de l'ingénieur et de sa bonne exploitation des résultats.

Finalement, ce projet de fin d'étude a été une expérience très réussie pour moi. Il m'a fourni les moyens nécessaires qui m'aident à affronter la vie professionnelle.

En espérant que ce modeste travail sera une référence utile pour les autres étudiants chercheurs.



Bibliographie

Bibliographie :

- **Réglementations et Lois imposée :**

- RPA99V2003 : règlement parasismique algérienne.
- CBA93 : règles de conception et de calcul des structures en béton arme.
- BAEL91 : béton armé aux états limites.
- DTR BC 2.2 : Document Technique Réglementaire (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).

- **Anciens mémoires de fin d'étude :**

- Etude de l'impact des sollicitations Sismique et Thermique sur le Comportement d'un Centre de Recherche Médicale (Sous-sol+RDC+7etages).
Université BELHADJ BOUCHAIB -d' Ain Temouchent-2016/2017

- **LIVRE :**

- Béton armé - Guide de calcul Jacques Lamirault, Henri Renaud.
- le béton armée aux états limites (Bachir Kebaili)

- **Logiciels Utilisés :**

- Autodesk Robot Structural Analysis Professional « ROBOT 2018 »
- Autodesk AutoCAD 2010.
- Microsoft office WORD 2007.
- Microsoft office EXCEL 2007.
- Logiciel de ferrailage ROBOT EXPERT.