



**MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT
SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE UNIVERSITE ABBES LAGHROUR -
KHENCHELA FACULTE DES SCIENCES ET DE LA
TECHNOLOGIE**



Département de Génie Civil

N° de série :

Mémoire de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de Master (L.M.D)

Option : Génie civil

Spécialité : Structure

Étude d'un Bâtiment en béton armé « RDC+5 Étages »

Réalisé par : -Kabouche Oussama

-Bouchana Halima Saadia

Membres de jury :

- M. Ali Rachedi
- M. Walid Badla

Dirigé par : M. LKOUARA LAID

Présenté le 2020/2021

REMERCIEMENT

Avant tout, nous rendons nos profondes gratitude à notre **ALLAH**, pour ces dons, la volonté, la puissance et nous a donné la force de bien rédiger ce mémoire.

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer mes vifs remerciements à notre encadreur **Dr. LEKOUARA Laid**, pour sa disponibilité, son aide efficace, ses conseils.

Nous portons avec gratitude de reconnaissance pour l'ensemble des les enseignants du département de Génie Civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur en Génie Civil.

Nous tenons aussi à remercier les membres de jury premièrement d'avoir accepté de juger avec volonté notre travail et deuxièmement pour avoir contribué à notre formation.

Nous remercions l'ensemble des étudiants de la deuxième année master génie civil (structure) la promotion 2020/2021.

A tous ceux ou celles qui nous apportés leur soutien, trouvent ici, l'expression de nos vive et sincère reconnaissance.

Dédicaces

Je dédie ce travail à :

Mes chers parents qui m'ont toujours soutenu dans mes études et dans tout au long de ma carrière universitaire à mon frère Rachid, mes Sœurs.

Mon conjoint, qui m'a toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation ; mes enfants:"Sidra.Arwa" ; toute ma famille et amis(es); à toute la Promotion 2021 et tous les enseignants qui nous ont dirigés vers la porte de la réussite.

"Bouchana Halima Saadia"

Liste des notations

Majuscules romaines :

- A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
 A_{\max} , A_{\min} : Section d'acier maximale et minimale
B : Aire du béton.
 B_r : Section réduite du béton d'un poteau.
 B_t : Section de la partie tendue.
 L_t : Largeur de la section tendue.
 M_t : Masse torsionnelle.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
 E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.
 E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
 E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.
I : Moment d'inertie.
M : Moment fléchissant.
 M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.
 M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.
 M_u : Moment fléchissant à l'E.L.U.
 M_{ser} : Moment fléchissant à l'E.L.S
N : Effort normal.
 N_{ser} : Effort normal de service.
NU : Effort normal ultime.
 T_u : Effort tranchant ultime.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E : Charge sismique.
 C_d : coefficient dynamique.
 K_t : coefficient de terrain.
 Z_0 : paramètre de rugosité.
 Z_{\min} : hauteur minimale.
 C_e : coefficient d'exposition au vent.
 C_r : est le coefficient de rugosité.
 $C_{pe,10}$: coefficient de pression intérieur des toitures plates.
 $C_{pe,1}$: coefficient de pression intérieur des toitures plates.
 C_{pi} : coefficient de pression intérieur.
 C_p : coefficient de pression de vent.
W : Pression nette exercée sur l'élément
 q_j : la pression due au vent
R : force résultante
 F_w : la résultante des forces horizontales

Fu : une force de soulèvement.

Minuscules romaines

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b₀ : Largeur de la nervure du béton (section en T.)

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

l_f : Longueur de flambement,

s_t : Espacement de cours d'armature transversale.

C_t : coefficient de topographie

q_{dyn} : coefficient de pression dynamique.

q_{ref} : la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.

Majuscules grecques

Δ: Variation.

Σ : sommation.

Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

W : poids

Minuscules grecques

α: Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

Ε : Coefficient (calcul de Cd)

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

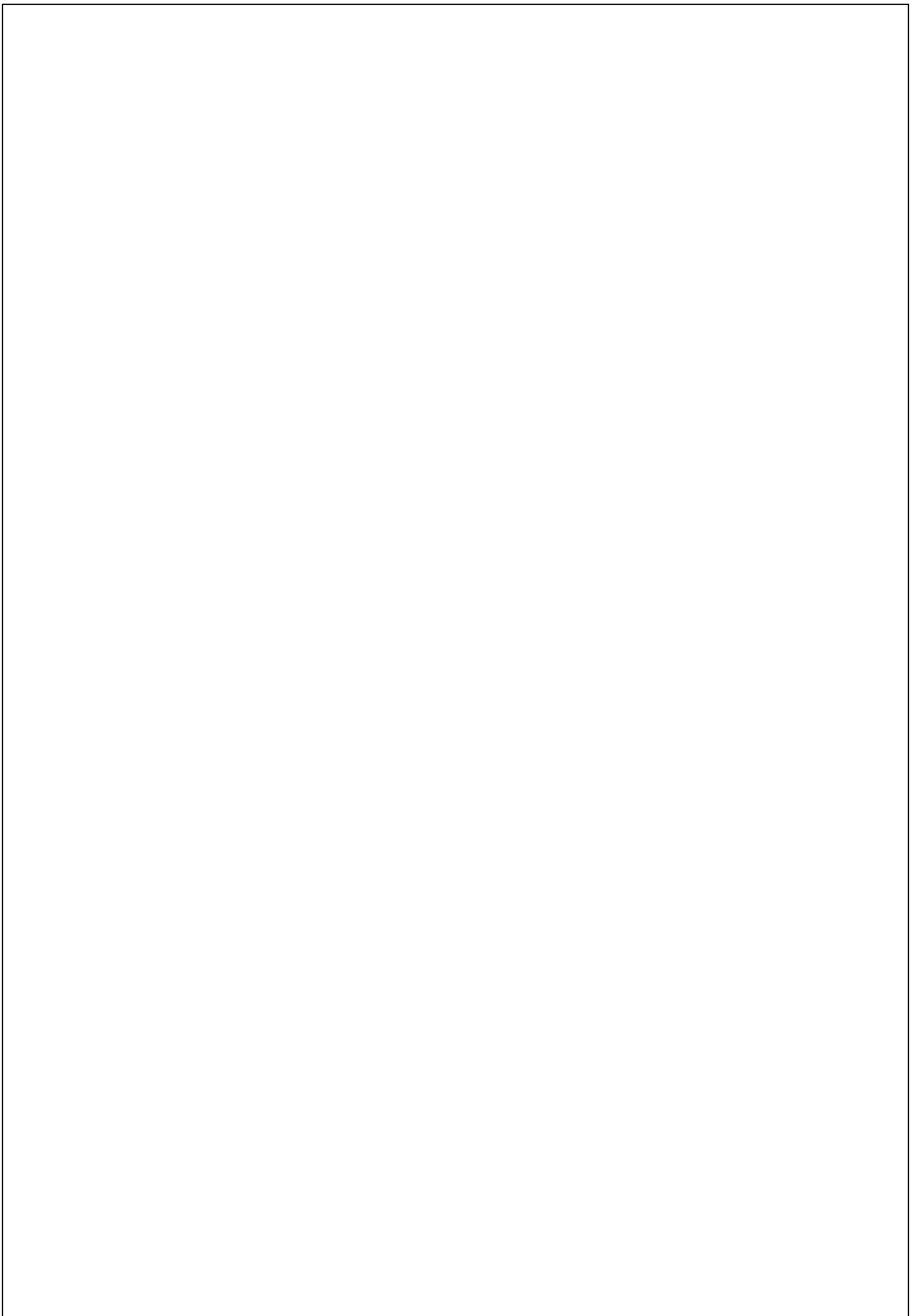
δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations

A.N : Axe neutre.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.



Sommaire

REMERCIEMENT.....	I
DEDICACE 1	II
DEDICACE 2	III
LISTE DES NOTATIONS	IV
LISTE DES TABLEAUX.....	VI
LISTE DES FIGURES.....	IV
INTRODUCTION GENERALE	1

Chapitre I : PRESENTATION & CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

I.1) Introduction	3
I.2) Présentation de l'ouvrage	34
I.3) Principe de calcul	4
I.4) Caractéristique de matériaux	4
I.4.1) Introduction	4
I.4.2) Le béton	4
I.4.3) Les aciers	6
I.4.4) Justification des sections soumises à des sollicitations normales	8

Chapitre II : PRE DIMENSIONNEMENT & DESCENTE DES CHARGES

II.1) Introduction	13
II.2) Pré dimensionnement	13
II.2.1) les planchers	13
II.2.2) les poteaux	13
II.2.3) les poutre	13
II.2.4) les voiles	13
II.2.5) Les escaliers	16
II.2.6) les balcons	13
II.2.7) les planchers	13
II.3) Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations.....	18
II.4) Conclusion	23

Chapitre III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1) Introduction	13
III.2) L'acrotère:.....	43
III.3) les balcons	13

II.4) les planchers	13
III.5) L'escalier	46
III.6) Calcul de poutre palière	58

Chapitre IV : ETUDE SISMIQUE

IV.1) Introduction	99
IV.2) Objectifs de l'étude dynamique	99
IV.3) Calcul dynamique du bâtiment	99
IV.4) Modélisation de la structure initiale	100
IV.5) Conception et analyse de la nouvelle structure	100
IV.6) L'excentricité	100
IV.7) Calcul de l'action sismique	100
Conclusion	108

Chapitre V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

VI.1) Introduction	133
VI.2) Hypothèses	133
VI.3) Ferrailage des portiques	133
VI.3.1) Les poutres	133
VI.3.1.1) combinaisons des charges.....	133
VI.3.1.2) Etapes à suivre	134
VI.3.1.3) Ferrailage des poutres:.....	135
VI.3.1.3.1) Exemple de calcules	136
VI.3.1.4) Schéma de ferrailage des poutres	140
VI.3.2) Les poteaux	141
VI.3.2.1) combinaisons des charges	141
VI.3.2.2) Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques	141
VI.3.2.3) Ferrailage des poteaux	141
VI.3.2.3.1) Armatures longitudinales	142
VI.3.2.4) Exemple du calcul	143
VI.3.2.4.2) Calcul des armatures transversales	153
VI.3.2.5) Ferrailage numérique des Poteaux: (flexion composé	155
VI.3.2.6) Vérification vis -à vis de l'état limite de service	155
VI.3.2.7) Les armatures transversales	156
VI.3.2.8) Schéma de ferrailage	156
VI.4) Etude des voiles	156
VI.4.1) Introduction	156

VI.4.2) Ferrailage des voiles	157
VI.4.3) Prescription imposées par l’RPA99/2003	157
VI.4.4) Ferrailage vertica.....	157
VI.4.5) Ferrailage horizontal	158
VI.4.5.1) Règles communes	158
VI.4.6) Ferrailage verticale	159
VI.4.7) Etudes des sections	159
La section d’armature nécessaire est donnée par la formule suivante	160
VI.4.8) Calcul de ferrailage voiles pleins	161
VI.4.8.1) Calcul de ferrailage vertical	161
VI.4.8.2) Ferrailage horizontal à l’effort tranchant	163

Chapitre VI : étude de l’INFRASTRUCTURE

VI.1) Introduction	166
VI.2) Choix du type de fondations	166
VI.3) Calcul des semelles	167

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Construire a été toujours l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, le sujet de beaucoup de questions centrées principalement sur le choix du type d'ouvrage.

Malheureusement ces ouvrages et ces constructions sont toujours endommagés par des risques naturels, tel que : les séismes, les cyclones, ...etc.

L'ingénieur est donc appelé à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante de manière à sauver les vies humaines et limiter les dégâts matériels qui sont dus aux dommages subis par la structure. Donc il faut suivre les nouvelles techniques de constructions.

La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques, et elle est incontestablement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques. Règlement parasismique algérien "**RPA99 version 2003**", l'objectif de ces règlements est d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions.

Dans le cadre de cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul robot professionnel 2018 pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans les éléments, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le **BAEL 91** et le **RPA99/version 2003**.

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment en béton armé (R+5) avec un contreventement mixte, cet immeuble est implanté dans une région classée en **Zone I (wilaya de Khenchela)**, de faible sismicité selon Le Règlement Parasismique Algérien (**RPA99 version 2003**).

Introduction générale

Pour mener à terme ce travail nous avons structuré le manuscrit de ce mémoire en 06 chapitres

- Le 1^{er} chapitre concerne la présentation du projet et les caractéristiques des matériaux utilisés.
- Le 2^{ème} c'est le pré dimensionnement des éléments de la structure avec la descente de charges.
- Le 3^{ème} chapitre nous avons entamé le calcul de ferrailage des éléments secondaires tel que:
 - Les escaliers ;
 - Les balcons ;
 - L'acrotère ;
 - Le plancher ; etc...
- L'étude dynamique et sismique a été abordée au Chapitre 4 pour trouver les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations.
- Dans le chapitre 5 c'est le calcul du ferrailage des poteaux, poutres et voiles qui se font à partir des méthodes données par (**BAEL 91 mod 99**) avec respect des vérifications données par le **RPA 99v/2003**.
- Et enfin Dans le chapitre 6 c'est l'infrastructure qui s'intéresse au calcul des fondations pour assurer la stabilité de l'ouvrage.

Chapitre I
PRESENTATION &
CARACTERISTIQUES
DES MATERIAUX

I-1 Introduction

L'étude de structures en béton armé en zone sismique est un domaine qui nécessite des analyses spécifiques, c'est pour cela qu'une bonne conception avec une bonne analyse simple est souvent préférable à une conception qui ne respecte pas les critères de régularité.

En génie civil, chaque réalisation repose sur des calculs et des concepts, s'ils sont mal effectués ou mal appliqués, ils peuvent entraîner de graves conséquences. Donc pour réaliser une bonne étude, il faut respecter des règlements afin de concevoir des structures résistantes et légères assurant une sécurité maximale aux habitants, dans le plus grand respect de l'environnement.

I-2 Présentation de l'ouvrage

Notre projet de fin d'études consiste à étudier et à calculer les différents éléments résistants d'un bâtiment. Il est composé d'un rez-de-chaussée, et de 5 niveaux de logement avec une terrasse inaccessible à usage d'habitation en ossature mixte (poteaux, poutres, voiles) Il est implanté à la commune de "khenchela "dans la wilaya de " **KHENCHELA** " qui est classée selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 2003) en zone de faible sismicité (**zone 1**).

I-2-1 Données du site

- L'ouvrage appartient au groupe **d'usage 2**. [1]
- Le site est considéré comme **site ferme S2**.
- Contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2,5$ bars.

I-2-2 Caractéristiques géométriques

- Hauteur d'étageH=3.40m ;
- Hauteur de RDCH=3.40m ;
- Hauteur totale du bâtimentH_t=20.4m;
- Hauteur de l'acrotère 0.6m;
- Longueur du bâtiment L_x. =22,40m ;
- Largeur du bâtiment L_y. =10,94m.

I-2-3 Définition constituants des éléments de l'ouvrage

A - Planchers

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

- Plancher à corps creux ;
- Plancher à dalle pleine.

B - Les escaliers

Les escaliers sont constitués de volées qui reposent sur un palier de repos droit en béton armé coulé sur place, ils permettent de se déplacer entre les niveaux.

C -Acrotère

L'acrotère est un mur situé en bordure de toitures terrasse pour permettre le relevé d'étanchéité. L'acrotère est en béton armé dont la hauteur est de 50cm.

D - 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).

E - Revêtement

- Enduit en plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs.
- Carrelage pour les planchers et les cages d'escaliers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouches, béton de pente, protection gravillon, liège.

I-3 Principe de calcul

Le principe de calcul est basé sur la réglementation suivante :

- Béton aux états limites (**BAEL91**).
- Calcul des structures en béton armé (**CBA93**).
- Règles parasismiques algériennes (**RPA 99 version 2003**).
- Document technique réglementaire (**DTR B.C.2.2**).

I-3-1 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 récentes 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.

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 m^3 de béton mis en œuvre.

I-3-2 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-3-3 Définition des états-limites [2]

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action. Cela explique qu'au-delà d'un seuil d'état limite, la structure ou l'un de ses éléments ne répond plus aux fonctions pour lesquelles il a été conçu. On distingue donc deux catégories d'état limite:

A-Etat limite ultime ELU

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

- Etat limite ultime d'équilibre statique de l'ouvrage : c'est la perte de la stabilité d'une partie ou de l'ensemble de la construction (le renversement).
- Etat limite ultime de résistance de l'un des matériaux de construction (béton ou acier) : c'est la perte de résistance de ces matériaux. (rupture)
- Etat limite ultime de stabilité de forme (flambement) : les pièces élancées soumises à des efforts de compression subissent des déformations importantes et deviennent instables.

B-Etats limite de service ELS

L'état limite de service (ELS) constitue des limites au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation ne sont plus satisfaites sans qu'il y ait ruine. On peut citer les exemples suivants :

- Etat limite de service de compression de béton : cette limitation a pour but d'empêcher la formation des fissures.
- Etat limite de service d'ouverture des fissures : il consiste à assurer que les armatures sont convenablement disposées dans la section et les contraintes ne dépassent pas la valeur limite.
- Etat limite de service de déformation : il consiste à vérifier que les déformations sont inférieures à des déformations limites.

I-3-4 Actions [3]

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.
- **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;**
- **Actions de la température climatique.**

I-3-5 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 : $G+Q$
- Les combinaisons de calcul à E.L.U sont : $1.35G+1.5Q$

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

$G+Q\pm E$

$G+Q\pm 1.2E$

$0.8G\pm E$

Avec :

E : effort de séisme

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

I-3-4 Les logiciels utilisées

- Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2018 : pour la modélisation de la structure ;
- AUTOCAD 2016 : pour les dessins des plans ;

I-4 Caractéristiques des matériaux

I-4-1 Introduction

Le choix et la possibilité d'emploi des matériaux dans la construction sont d'une importance primordiale au point de vue de la réalisation d'un ouvrage. Il est nécessaire de prendre en considération les performances à atteindre ainsi que les critères à respecter : résistance, économie, disponibilité et esthétique.

L'ingénieur chargé de concevoir, se doit de solliciter deux types de connaissances : le premier fait appel à des lois mécaniques et de résistance des matériaux, le second fait appel aux connaissances relatives aux sciences expérimentales et aux matériaux mis en œuvre.

Ainsi, l'ingénieur doit avoir une très bonne connaissance des matériaux afin de pouvoir en choisir, ceux qui assurent les meilleures conditions de sécurité, d'économie et de durabilité. L'objectif de cette partie est de définir les matériaux qui composent notre ouvrage « Béton et acier » et présenter les principales caractéristiques mécaniques, leurs composants ainsi que leurs comportements, pour pouvoir calculer cette structure.

Le béton armé est un matériau que l'on obtient en associant deux matériaux ayant presque le même coefficient de dilatation thermique, ces deux matériaux sont : le béton et l'acier. Le béton et l'acier seront choisis conformément aux règles de la conception et de calcul des structures en béton armé (BAEL99).

I-4-2 Le Béton

I-4-2-1 Définition

Le béton est un matériau composite, obtenue mélangeant le ciment, les granulats (gravier, sable), l'eau et éventuellement les adjuvants (pour en modifier certaines propriétés physiques et chimiques du mélange).

Après avoir été mélangé, le béton se tourne pour former une pâte molle qui est facile à mettre en œuvre. Cette pâte durcit avec le temps pour atteindre sa pleine capacité après **28 jours**.

1-Les avantages du béton

La possibilité de réaliser en béton, toutes les formes désirées.

La facilité de la mise en œuvre.

L'existence de la matière première dans la nature.

Son prix de revient, qui en fait un matériau de construction par excellence.

Sa résistance mécanique qui dépasse largement celle des meilleures roches naturelles.

Sa durabilité, plus que séculaire, dès lors qu'il est correctement formulé et mis en œuvre.

2-Les inconvénients

Il a une faible résistance en traction.

Il induit un phénomène du retrait.

Il est très lourd (sa densité est environ de 2.4MPa).

Polluant pour l'environnement (CO₂ dans la fabrication du ciment).

I-4-2-2 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.

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

I-4-2-3 Résistances mécaniques du béton

A- Résistance à la compression f_{cj} [4]

La résistance caractéristique en compression du béton à 28 jours d'âge noté " f_{c28} " est la mesure la plus commune pour juger de sa qualité. Cette valeur est déterminée par un

essai normalisé sur des éprouvettes cylindriques dont la hauteur h (32 cm) est le double de son diamètre.

Des calculs probabilistes sur les résultats obtenus permettent de déterminer la valeur caractéristique de la résistance à la compression du béton testé.

Pour un dosage courant de 350 Kg/m^3 de ciment CPA425, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).

Selon le **(CBA)**: Avant durcissement total à j jours tel que $j \leq 28$ jours, la résistance à la compression est :

$$f_{cj} = [J / (4,76 + 0,83 J)] f_{c28} \text{ si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}, \text{ pour } J < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = [J / (1,40 + 0,95 J)] f_{c28} \text{ si } f_{c28} > 40 \text{ MPa}, \text{ pour } J < 28 \text{ jours}$$

Et pour $j \geq 28$ jours

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28}$$

B- Résistance à la traction f_{tj} [5]

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées ;
- Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien).

La résistance caractéristique à « J » jours se déduit conventionnellement par la relation :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \text{ Avec: } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa}$$

Dans notre cas $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on a une résistance à la traction $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

C- Résistance minimale du béton

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

I-4-2-4 Déformations longitudinales du béton

Le module de déformation longitudinale instantanée, pour un chargement de durée d'application inférieure à 24 heures, [6] est donné par :

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

Dans notre cas $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on a Le module de déformation longitudinale

$$E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$$

Le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donné selon le (CBA

93) par la formule suivante : [7]

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

On a pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{tj} = 10818.16 \text{ MPa}$

I-4-2-5 Coefficient de poisson ν [8]

On appelle coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative.

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}} = \frac{\Delta h/h}{\Delta L/L}$$

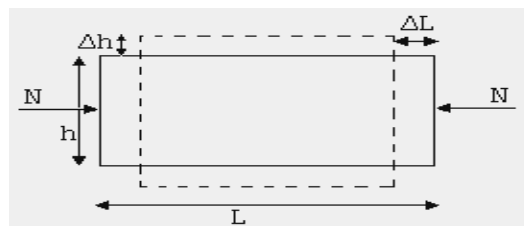


Figure I.1 : Schéma présenté Le module de déformation transversale.

$\nu = 0.20$ dans le cas E.L.S ; $\nu = 0$ dans le cas E.L.U.

I-4-2-6 Propriétés du béton

I-4-2-6-1 L'état frais

a. Consistance

Elle représente le degré de mobilité du béton sous l'action de son poids propre ou de force extérieure. Elle varie en fonction de la surface spécifique des granula, de la quantité d'eau de gâchage, de la quantité de ciment, et éventuellement de la de quantité des adjuvants employés.

On distingue :

- Béton très consistant (sec).
- Béton consistant (ferme).
- Béton plastique.
- Béton fluide (mous).
- Béton très fluide.

b. Maniabilité

Traduit la mise en œuvre du béton avec facilité et surtout correcte et fiable. Un béton très consistant, et un béton très fluide ne sont pas maniabiles.

c. Masse volumique (ρ)

Elle est déterminée lors de la préparation des éprouvettes destinées aux essais de résistance. Elle est donnée par:

$$\rho = \frac{m_2 - m_1}{V} 1000 \quad [\text{kg/m}^3]$$

Avec :

m_1 : masse du moule plein exprimée en kg.

m_2 : masse du moule vide exprimée en kg.

V: volume du moule exprimée en litres.

d. Degrés de compactage (D_c)

Donné par le rapport de la hauteur initiale " H_i " d'un échantillon de béton frais et la hauteur finale " H_f " après vibration jusqu'à l'obtention de la densité maximale.

Avec :

$$D_c = \frac{H_i}{H_f} > 1$$

e. Volume d'air entraîné

Cet indice est surtout déterminé pour les bétons préparés avec des additifs qui entraînent l'air.

I-4-2-6-2 Etat durci

Le béton durci se caractérise par:

a. Masse volumique

Est déterminée surtout avant la rupture des échantillons de résistance après 28 jours de durcissement. C'est un indice très important caractérisant indirectement les autres propriétés et varie en fonction du temps et de l'humidité du milieu environnant.

b. Perméabilité

Elle est appréciée par le degré d'imperméabilité qui représente la pression maximale qui résiste une éprouvette en béton pendant 8 heures sans présenter des infiltrations jusqu'à la face opposée.

c. Gélivité

Ou résistance au gel, c'est la dégradation du béton sous l'action simultanée du température très basse, et du l'humidité.

d. Conductivité thermique

Estimée par le coefficient de la conductivité thermique " λ " en [Kcal/m.h°C]

I-4-3 Acier

I-4-3-1 Définition

L'acier est un mélange fer-carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion. Il est caractérisé par sa bonne résistance, aussi bien à la traction qu'à la compression, 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 longitudinale de l'acier « E_s » est pris égale à : $E_s = 200\ 000$ MPa.

[9]

I-4-3-2 Caractéristiques mécaniques

Type	Nuance	f_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	F_e E 22	215	Emploi courant Epingle de levage des pièces préfabriquées
	F_e E 24	235	
Barre HA Type 3	F_e TE 40	400	Emploi courant
	F_e TE 50	500	
Fils tréfiles HA type 3	F_e TE40	400	Emploi sous forme de Barres droites ou de treillis
	F_e TE	500	
Fil tréfiles lisses type 4	TL 50 $\phi > 6$ mm	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL 52 $\phi \leq 6$ mm	520	

Tableau I.1 : Valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e

Nous utiliserons dans notre étude un seul type d'acier, qui est l'acier à haute adhérence (HA) pour les armatures longitudinales et transversales, ayant une limite élastique $F_e = 400$ MPa.

I-4-3-3 Contrainte limite

a-Etat limite ultime [10]

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte déformation de la figure I.2 :

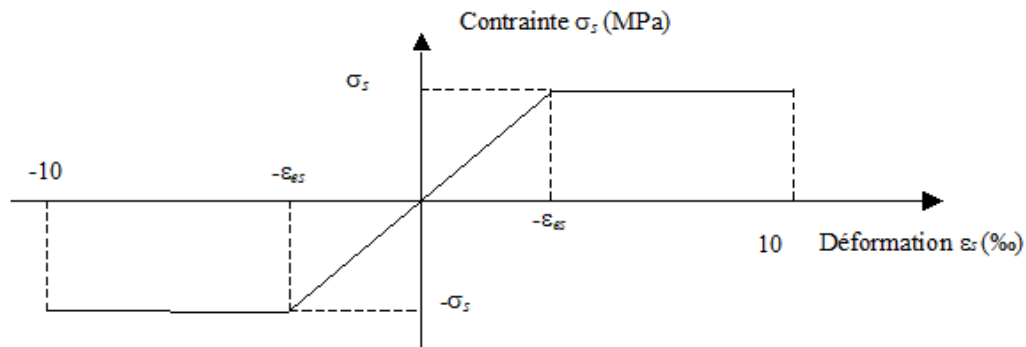


Figure I.2 : Diagramme contraintes déformation de l'acier.

Où :

$$\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} ; \text{ Avec } E_s = 200\,000 \text{ MPa.}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

γ_s : Coefficient de sécurité.

I-4-4 Justification des sections soumises à des sollicitations normales

I-4-4-1 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 [11]

- 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 :

$$\xi_{bc} = 3.5 \text{ ‰} \quad \text{en flexion}$$

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

❖ **Diagramme des déformations limites de la section (Règle des trois pivots) [12]**

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 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.

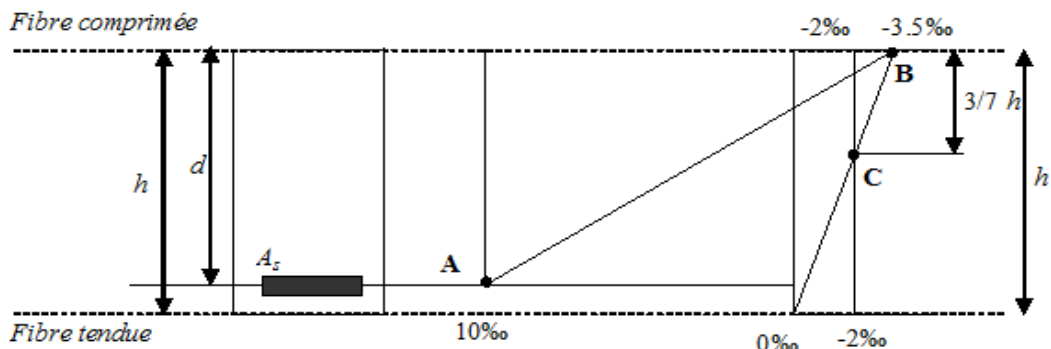


Figure I.3 :Diagramme de déformation limite de la section.

❖ **Contrainte ultime du béton [13]**

Pour le calcul à l'E.L.U on adopte le diagramme dit "parabole–rectangle"

En compression pure, le diagramme est constitué par la partie parabole du graphe ci-dessus, les déformations relatives étant limitées à 2‰ ;

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

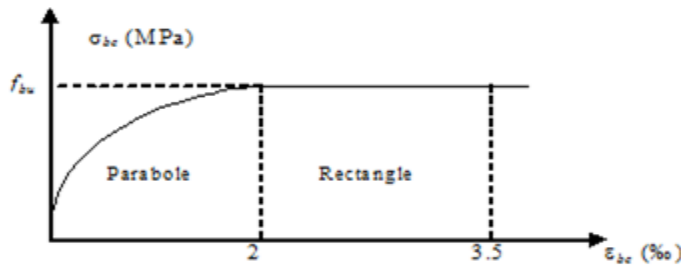


Figure I.4 : Diagramme parabolé-rectangle des contraintes-Déformations du béton.

Avec :

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression :

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{cj}}{\theta\gamma_b}$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton vaut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h, 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

Résistance caractéristique à 28 jours en MPa		Résistance de calcul f_{bc} en MPa (pour $\theta = 1$)	
à la compression	à la traction	Situations durables ou transitoires	Situations accidentelles
f_{c28}	f_{t28}		
16	1.56	9.1	11.8
18	1.68	10.2	13.3
20	1.80	11.3	14.8
25	2.10	14.2	18.5
30	2.40	17.0	22.2
40	3.00	22.7	29.6
50	3.60	28.3	37.0
60	4.20	34.0	44.3

Tableau I.2 : Les résistances caractéristiques du béton à 28 jours.

❖ **Contrainte ultime de cisaillement [14]**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par :

$$\tau \leq \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5Mpa \right) = 3,33MPa, \quad \text{cas normal (fissuration peu nuisible)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4Mpa \right) = 2,5MPa, \quad \text{cas où la fissuration est préjudiciable.}$$

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'ya 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.

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

Avec $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$.

Chapitre II

PRE IMENSIONNEMENT

& DESCENTE DES

CHARGES

II-1 Introduction

Le pré dimensionnement a pour but le pré-calcul des différents sections des différents éléments résistants (poutre, poteau, plancher,...), pour avoir pré dimensionner les éléments on tiendra compte des prescriptions approchées par règlements RPA99/2003, le BAEL91 et le CBA93, on doit arriver à déterminer des épaisseurs économiques pour éviter un surcout d'acier et du béton.

II-2 Pré dimensionnement

II-2-1 Pré dimensionnement des planchers

Les planchers sont des éléments horizontaux, leurs rôle est de transmettre les efforts ou les surcharges verticales ou horizontales aux éléments porteurs (poutres, poteaux, voiles,..) et ils sont aussi des isolants : phonique, acoustique, thermique, coupe-feu et étanchéité).

Généralement, le plancher est constitué de 3 parties distinctes qui sont : le revêtement, la partie portante et le plafond. Les planchers doivent constituer des diaphragmes horizontaux, qui transmettent et répartissent d'une manière uniforme les efforts horizontaux sur les éléments porteurs.

II-2-1-1 Planchers à corps creux [15]

Ce plancher est constitué des éléments résistants; ce sont les poutrelles en béton armée et des éléments de coffrage; corps creux. Après la mise en place d'un ferrailage complémentaire, une dalle de répartition est coulée sur place (hourdis +Dalle de compression).

On adopté des planches a corps creux et ceci pour les raisons suivantes:

- Plus économique.
- Ils ne demandent pas de coffrage (mise en place rapide).

1- Condition de flèche [16]

La rigidité (condition de flèche) exige que les poutrelles doit avoir un rapport h/L est ou moins égal à $L/22.5$.

$$L_{\max} = \text{Min} (L_X^{\text{MAX}} ; L_Y^{\text{MAX}}) = \text{Min} (2.85 ; 4.9) = 2.85 \text{ m}$$

L : est la plus grande portée parallèle aux poutrelles ($L_{\max} = 285\text{cm}$).

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5} = 12.66 \text{ cm}$$

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

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

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 :

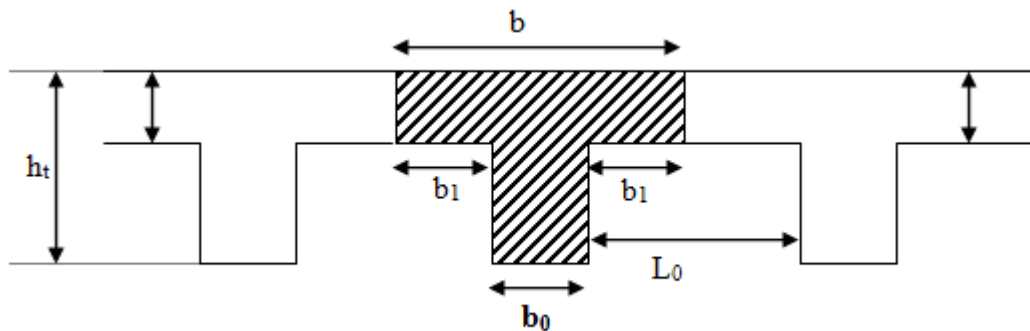


Figure II.1 : caractéristiques géométriques de la nervure.

La largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{l_0}{2} = \frac{55}{2} = 27.5\text{cm} \\ \frac{1}{10} = \frac{285}{10} = 28.5\text{cm} \end{array} \right\}$$

l_n : la distance entre nus de deux nervures ;

L : la longueur de la nervure.

Donc: $b_1 = 27,5$ cm

$$0,3h_t < b_0 < 0,8 h_t \text{ [17]}$$

Donc :

$6 \text{ cm} \leq b_0 \leq 16 \text{ cm}$ Pour des raisons constructives on prend : $b_0 = 12 \text{ cm}$.

Le corps creux commercialisé à une hauteur de **16cm** et une longueur de **55 cm**.

On prend : $b = 2b_1 + b_0 = 2(26.5) + 12 = 65 \text{ cm}$.

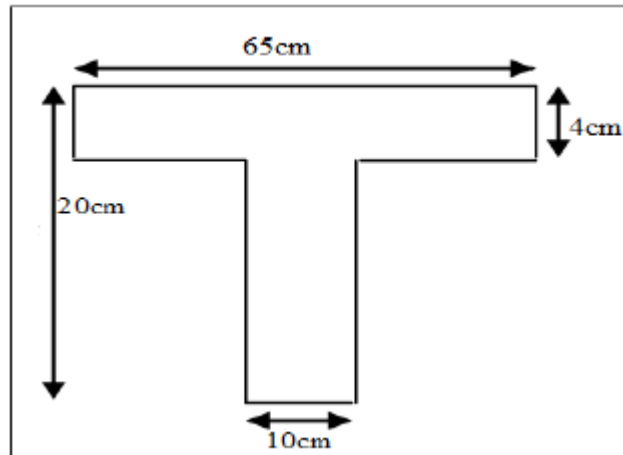


Figure II.2: schéma de poutrelle.

II-2-2 Les poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, destinés principalement à transmettre les charges verticales aux fondations, le pré-dimensionnement des poteaux se fait par descente de charge, pour le poteau le plus sollicité, en fonction de la surface du plancher qui lui revient.

Dans premier temps on prend la section des poteaux comme des raisons d'architecture; **(30×45)**.

Selon les prescriptions du **(RPA99/ V2003)** ; les dimensionnements des poteaux doivent vérifier les conditions : **[18]**

On trouve :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min} (b, h) > 25 \text{ cm} \\ \text{Min} (b, h) > \frac{h_e}{20} \Rightarrow \\ 0,25 \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv} \\ 30 \text{ cm} > 15,3 \text{ cm} \dots \dots \text{cv} \\ 0,25 \leq 0,67 \leq 4 \dots\dots\dots \text{cv} \end{array} \right.$$

Tel que:

h_e : hauteur liber d'étage, elle est égale à:

$h_e=2.95\text{m}$ pour RDC et les étages 1 jusqu'au 5^{ème}.

On prend: **(30 ×45)cm²**.

II-2-3 Les poutres

Une poutre est un élément structural en béton armé et de section rectangulaire. Elle transmet les charges et sur charge appliquées sur le plancher aux éléments porteurs verticaux (voiles et poteaux).

Le pré-dimensionnement des poutres se fera selon les formules du BAEL 91 et vérifié selon le RPA 2003.

a. Les poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon le critère de flèche qui est:

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

Avec :

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

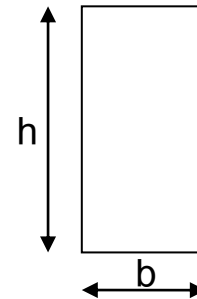


Figure II.3 : dimensionnement de la poutre.

❖ La hauteur h

$$L_{\max}/15 \leq h \leq L_{\max}/10 \quad \text{ou}' L_{\max} = 4.85 \text{ m ;}$$

$$485/15 \leq h \leq 485/10 ;$$

$$32,33 \leq h \leq 48.5 ;$$

$$\text{Sous charges horizontales : } h \geq L/12 \Rightarrow h \geq 41.66 \text{ cm}$$

On adopte **h=45 cm**.

❖ La largeur b

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

$$0,4 \times 45 \leq b \leq 0,7 \times 45 ;$$

$$18 \leq b \leq 31.5.$$

On adopte **b = 30cm**.

D'après le [19]:

Il faut vérifier :

$$\begin{cases} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ h/b \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 30cm > 20cm \dots cv \\ 45cm > 30cm \dots cv \\ 1.5 < 4 \dots cv \end{cases}$$

Donc la poutre principale à une section : **(b × h) = (30 × 40) cm²**

b. Les poutres secondaires chainages

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par:

❖ **La hauteur h**

$$L_{max}/15 \leq h \leq L_{max}/10 \quad \text{ou} \quad L_{max} = 2.85 \text{ m}$$

$$285/15 \leq h \leq 285/10$$

$$19 \leq h \leq 28.50$$

On adopte : **h=35 cm**

❖ **La largeur b**

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35$$

$$14 \leq b \leq 24.5$$

On prend : **b = 30 cm**

Condition du (RPA.99/ V2003 [20])

Il faut vérifier :

$$\begin{cases} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ h/b \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20cm \dots \dots \dots cv ; \\ h = 35cm \geq 30cm \dots \dots \dots cv; \\ h/b = 1.33 \leq 4 \dots \dots \dots cv \end{cases}$$

Donc la poutre secondaire à une section : **(b × h) = (30 × 35) cm²**

c. La poutre palière

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire. Elle est partiellement encastree à ses extrémités.

Sa portée est de 2.85 m (entre nus d'appuis), et sa section est de (b×h).

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

h : hauteur de la poutre.

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10}$$

$$19 < h < 28.5$$

On prend: h = 35 cm

La largeur de la poutre est donnée par la formule suivante:

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 14 \leq b \leq 24.5$$

On prend : b= 30 cm

Donc la dimension de la poutre est (b×h) : (30×35) cm²

c) Vérifications aux exigences du RPA : (Art .7.4.1/RPA 99)

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

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

$$h/b \leq 4 \rightarrow 35/30 = 1.17 \leq 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$B \geq \left\{ \frac{h}{3}, \frac{2h}{3} \right\} = \left\{ \frac{35}{3}, \frac{70}{3} \right\} = (11,67 ; 23,33)\text{cm}$$

II-2-4 Les voiles

Les voiles sont des éléments porteurs en béton armé, ils servent à Contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations. Pour une structure contreventée par voiles, toutes les charges et surcharges sont reprises par ces derniers.

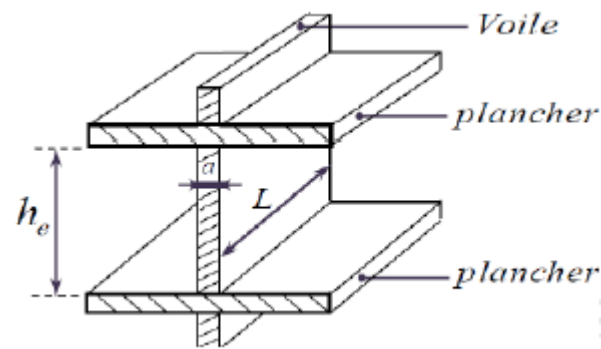


Figure II.4 : coupe d'un voile en élévation .

-Pré-dimensionnement

-Epaisseur

Pour le voile simple

$$\begin{cases} e \geq h_e/20 \\ e \geq 15\text{cm} \end{cases}$$

h_e : hauteur libre d'étage.

e : épaisseur du voile.

A partir de la hauteur d'étage $h_e=3.40\text{m}$

$$e \geq 15\text{cm} \quad \text{et} \quad e \geq \frac{295}{20} = 14.75\text{cm}$$

On prends $e \geq 15\text{cm}$

Donc: **$e=15\text{cm}$** .

-Longueur minimale

Pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement la largeur minimale doit être:

$$L_{min} \geq 4e \text{ avec } L_{min} \geq 80\text{cm}$$

$$e = 15\text{cm}; L_{min} \geq 4 \times 15 = 60\text{cm}$$

$$e=15\text{cm}, L_{min}=60\text{cm}.$$

II-2-4 Les longrines

On prend la section des longrines $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

II-2-5 Les escaliers

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins. Ils permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

Un escalier est déterminé par :

- La montée (hauteur à gravir) **H**.
- L'emmarchement (largeur utile) **E**.
- Son giron **g**.
- Sa hauteur de marche **h**.
- Inclinaison de la volée **α**

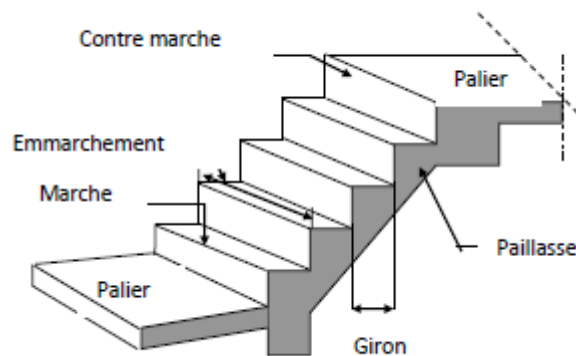


Figure II.5 : les différents éléments de l'escalier.

Hauteur de marche (valeur moyenne) : $13\text{cm} \leq h \leq 17\text{cm}$

Alors on prend **$h = 17\text{cm}$** .

- **Relation de Blondel :**

Un escalier se montera sans fatigue s'il respecte la relation de Blondel:

$$2h + g = 59 \text{ à } 66 \text{ cm.}$$

En pratique on prend **$g+2h = 64\text{cm}$** .

- **Etude des escaliers:**

1. Hauteur d'étage : $h_e = 340\text{cm}$.
2. Hauteur de gravir : $H_1 = H_2 = 170\text{cm}$.
3. Choix de la hauteur marches : $h = 17\text{cm}$.

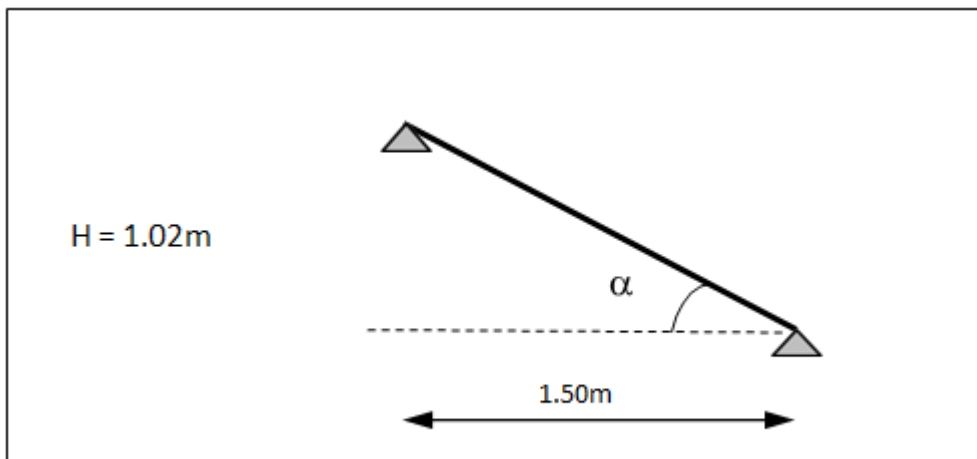


Figure II.6 : Schéma statique d'escalier type 1.

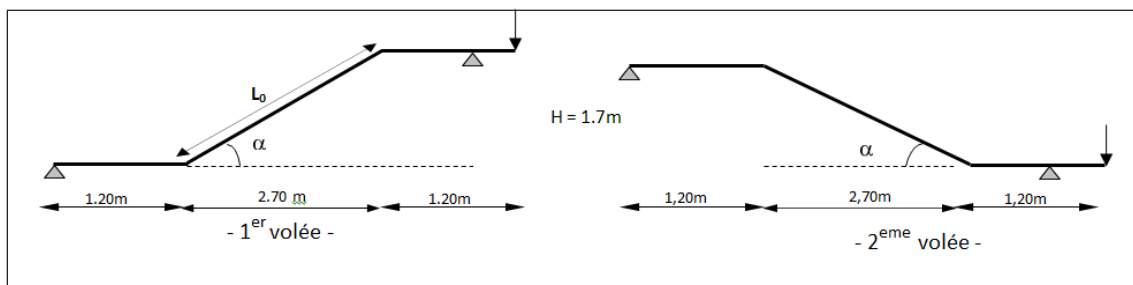


Figure II.6: Schéma statique d'escalier type 2

❖ TYPE-01-

- Détermination du nombre de marches

$$n_1 = \frac{H}{h} = \frac{102}{17} = 6 \text{ marches.}$$

- Détermination du giron

$$2h + g = 54 \Rightarrow g = 64 - 2h = 30\text{cm.}$$

- Inclinaison

$$\text{tg}\alpha = \frac{H}{L} = \frac{102}{150} \Rightarrow \alpha = 34,22^\circ.$$

- Paillasse

$$L_p = \frac{H}{\sin\alpha} = \frac{102}{\sin(34,22)} \Rightarrow L_p = 181,37 \text{ cm (} L_p = \text{longueur de la paillasse).}$$

❖ TYPE-02-

- Détermination du nombre de marches

$$n_1 = \frac{H}{h} = \frac{170}{17} = 10 \text{ marches.}$$

- Détermination du giron

$$2h + g = 54 \Rightarrow g = 64 - 2h = 30\text{cm.}$$

- Inclinaison

$$\text{tg}\alpha = \frac{H}{L} = \frac{170}{270} \Rightarrow \alpha = 32,19^\circ.$$

- Paillasse

$$L_p = \frac{H}{\sin\alpha} = \frac{170}{\sin(32,19)} \Rightarrow L_p = 319.11 \text{ cm } (L_p = \text{longueur de la paillasse}).$$

- L'épaisseur de la volée

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 10.63 \leq e \leq 15.95$$

On prend l'épaisseur du palier la même que la paillasse **e=14cm**.

II-2-6 Les balcons

1- Résistance au feu

- e=7cm pour une heure de coupe-feu.
- e=11cm pour deux heures de coupe-feu.
- e=17.5cm pour quatre heures de coupe-feu.

2- Isolation phonique (acoustique)

Selon les règles "CBA93", l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 15cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Soit: e=15cm.

3- Résistance à la flexion

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre d'appuis sont les suivantes:

- Dalle sur un appui:

$$e \geq \frac{L_x}{20}$$

- Dalle reposant sur deux appuis:

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$$

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis:

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

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

Dans notre cas la dalle reposant sur un appui et une portée égale à: $L_x=2.55m$

Donc on a: $e \geq \frac{255}{20} = 12.75cm$

On prend: $e=14cm$.

Pour satisfaire toutes les conditions précédentes, nous adoptons l'épaisseur suivante:
 $e=15cm$.

II-2-7 L'acrotère :

C'est un élément en béton armé; encastré au niveau du plancher terrasse .Le rôle de l'acrotère est d'assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et de protéger la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Ses dimensions sont mentionnées dans le plan d'architecture.

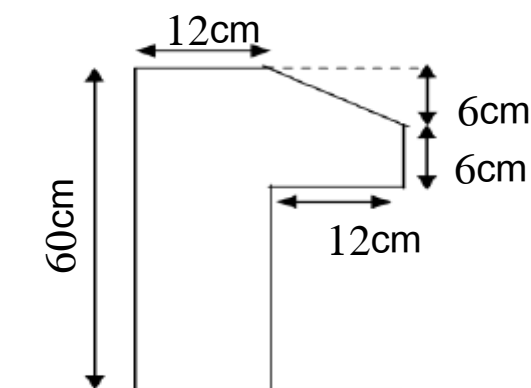


Figure II.6: Schéma d'acrotère.

La surface : $S = (0,6 \times 0,12) + (0,06 \times 0,12) + \left(\frac{0,12 \times 0,06}{2}\right)$

$S = 0,0828m^2$

Le poid: $P_1 = \rho \times S$

$$P1 = 25 \times 0,0828 = \mathbf{2,07 \text{ KN/ml}}$$

Revêtement d'enduit de ciment : (1,5 cm)

$$X = \sqrt{0.12^2 + +0.06^2} = \mathbf{0.134 \text{ m}}$$

$$P2 = 20 \times 0,015 \times (0,6+0,12+0,134+0,48+0,06+0,12) = \mathbf{0,4542 \text{ KN/ml}}$$

Donc :

Charge permanente G : $G = 2,07+0.4542 = \mathbf{2,52 \text{ KN/ml}}$

II-3 Descente de charge

II-3-1 Evaluation de charge (D'après DTRB.C2.2)

II-3-1-1 Plancher terrasse (Corps creux) [21]

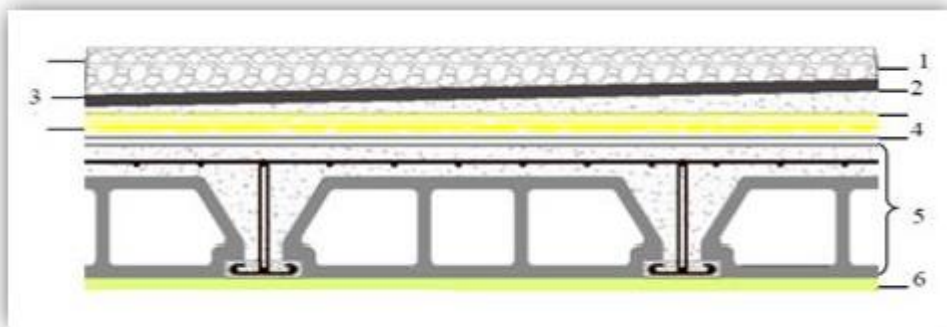


Figure II.7: Composants d'un terrasse en corps creux.

Les Compositions	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Poids Surfaccique (KN/m ²)
1-Gravillons de Protection	0.05	20	1.00
2-Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12
3-forme Pente de béton	0.1	20	2
4-Isolation phonique	0.04	04	0.16
5-Dalle en corps creux	0.2	-	2.8
6-Enduit en plâtre	0.02	-	0.1
		G (KN/m ²)	6.18

Q (KN/m ²)	1
------------------------	---

Tableau II.1 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse.

II-3-1-2 Plancher étage courant (Corps creux): [21]

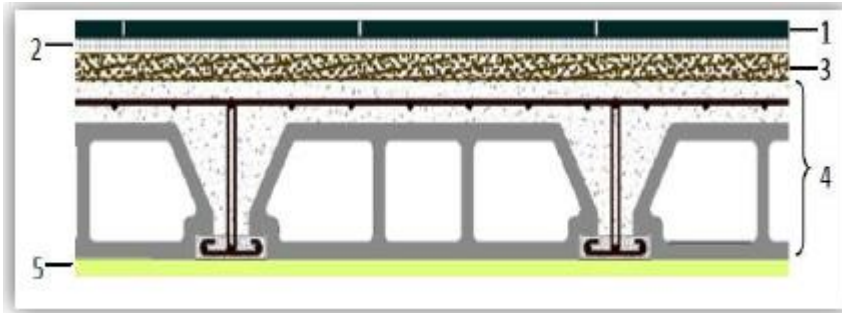


Figure II.8: Composants d'un plancher étage courant en corps creux.

Les Compositions	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Poids Surfaccique (KN/m ²)
1- Carrelage	0.02	22	0.44
2- Mortier de pose	0.02	20	0.40
3- Lit sable	0.02	18	0.36
4- Dalle en corps creux	20	-	2.8
5- Enduit de plâtre	0.02	-	0.10
6- Cloisons légère	-	-	1.00
G			5.1
Q			1.5

Tableau II.2: Evaluation des charges permanentes du plancher courant.

II-3-1-3 Balcon

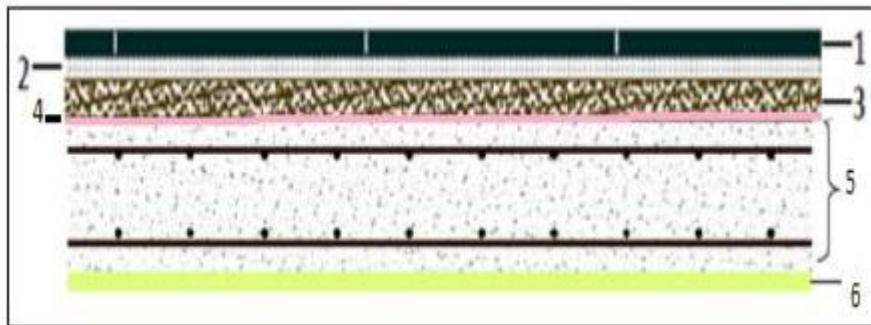


Figure II.9: Composants d'un balcon.

Les compositions :	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m2)
1-Carrelage	0.02	22	0.44
2-Mortier de pose	0.02	20	0.40
3-Lit de sable	0.02	18	0.36
4-Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
5-Dalle pleine	0.15	25	3.75
6-Enduit de plâtre	0.02	-	0.10
			G
			5.17
			Q
			3.50

Tableau II.3: Evaluation des charges permanentes de balcon.

II-3-1- 4 Les murs [22]

Toute la maçonnerie du bâtiment sera exécutée en brique creuse.

- Murs extérieurs: chaque un mur contient trois composantes: (cloisons en brique creuse de 15 cm d'épaisseur; une l'âme d'air 5cm d'épaisseur; cloisons en brique creuse de 10cm d'épaisseur).
- Murs intérieurs: de séparation de 10cm d'épaisseur.

Les Compositions	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Poids Surfaccique (KN/m ²)
1-Brique creuse	0.15	-	1.3
2- Brique creuse	0.1	-	0.9
3- Enduit externe	0.02	-	0.18
4- Enduit interne	0.02	-	0.10
G			2.48

Tableau II.4: Evaluation des charges permanentes mur extérieur.

II-3-1- 5 Les escaliers

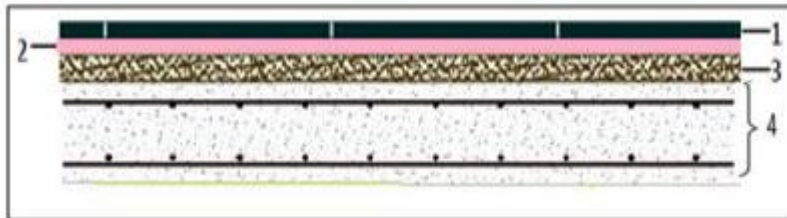


Figure II.9: Composants d'un palier.

- Palier

Les compositions	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfaccique (KN/m ²)
1- Carrelage	0.02	22	0.44
2-Mortier de pose	0.02	20	0.4
3-Lit de sable	0.02	18	0.36
4-Dalle en BA	0.14	25	3.5
G			4.7
Q			2.5

Tableau II.5: Evaluation des charges permanentes palier.

• Paillasse

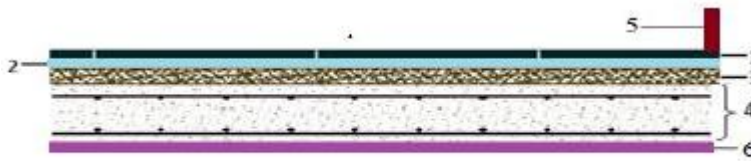


Figure II.10: Composants d'un paillasse.

Les compositions :	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1- Carrelage	0.02	22	0.44
2- Mortier de pose	0.02	20	0.4
3- lit de sable	0.02	18	0.36
4- Poids propres de paillasse	0.14/cos(32.20)	25	4.13
5- garde-corps	-	-	0.1
6- Poids propre du marche	0.17/2	22	1.87
		G	7.30
		Q	2.50

Tableau II.5: Evaluation des charges permanentes paillasse.

II-3-2 Descente de charge

Descente de charge le principe de distribuer la charge sur les différents éléments qui composent la structure d'un bâtiment.

On commence le niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) et on descend au niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

II-3-2-1 La loi de dégression des charges : [23]

Elles s'appliquent aux bâtiments à grand nombre d'étages où les occupations des divers niveaux peuvent être considérés comme indépendantes.

Les surcharges verticales peuvent être minorées selon la loi de dégression verticale ci-après.

- 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 calcul Σ_i surcharge totale à considérer au-dessous du plancher de l'étage n° i.

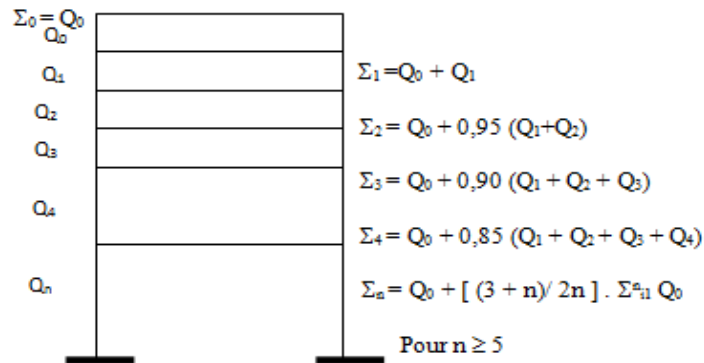


Figure II.10:Schéma explicatif de loi de dégression.

II-3-2-2 Calcul de N_u max

1- Détermination du chargement

- Poteau intermédiaire (B- 2)

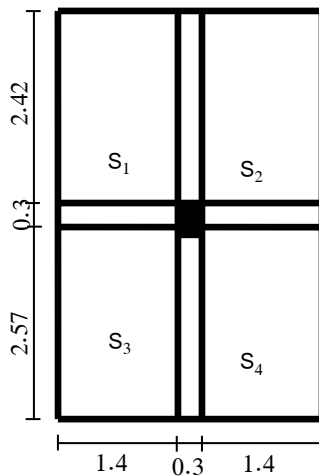


Figure II.11: surface du plancher sur le poteau (poteau B-2)

- Calcul de la section

$S1 = (2.42 \times 1.42) = 3.43 \text{ m}^2$

$S2 = (1.42 \times 2.42) = 3.43 \text{ m}^2$

$S3 = (2.57 \times 1.42) = 3.645 \text{ m}^2$

$S4 = (2.57 \times 1.42) = 3.645 \text{ m}^2$

- Poutre principale (pp) : $S = 0.45 \times 0.30 = 0.13 \text{ m}^2$

- Poutre secondaire (p s) : $S = 0.35 \times 0.30 = 0.105 \text{m}^2$

- Poteau: $S = 0.45 \times 0.30 = 0.13 \text{m}^2$

- Plancher terrasse non accessible

$G_{pla} = (S_1 + S_2 + S_3 + S_4) \times G = 87.38 \text{ KN}$

- Plancher étage courant et RDC

$G_{pla} = (S_1 + S_2 + S_3 + S_4) \times G = 72.11 \text{ KN}$

	Niveau	Détermination des charges	G(KN)
ETAGE N°5	N ₀₋₀	Section (0-0) Plancher terrasse = 87.38kn Poutre principale $0.13 \times 25 \times 4.99 = 16.21 \text{KN}$ Poutre secondaire	110.69
	N ₁₋₁	Venant (0-0) = 110.69KN Poteau: $(0.13 \times 25 \times 2.95) = 9.58 \text{ KN}$	121.54
ETAGE N°4	N ₂₋₂	Venant (1-1) = 121.54KN Plancher étage courant = 72.11kn Poutre principale $0.13 \times 25 \times 4.99 = 16.21 \text{KN}$ Poutre secondaire	216.96
	N ₃₋₃	Venant (2-2) = 216.96KN Poteau: $(0.13 \times 25 \times 2.95) = 9.58 \text{ KN}$	226.54
ETAGE N°3	N ₄₋₄	Venant (3-3) = 226.54KN Plancher étage courant = 72.11kn Poutre principale $0.13 \times 25 \times 4.99 = 16.21 \text{KN}$ Poutre secondaire	321.96
	N ₅₋₅	Venant (4-4) = 321.96KN Poteau: $(0.13 \times 25 \times 2.95) = 9.58 \text{ KN}$	331.54
ETAGE N° 2	N ₆₋₆	Venant (5-5) = 331.54KN Plancher étage courant = 72.11kn Poutre principale $0.13 \times 25 \times 4.99 = 16.21 \text{KN}$ Poutre secondaire	426.96

		$0.1 \times 2.84 \times 25 = 7.1 \text{KN}$	
	N₇₋₇	Venant (6-6) = 321.96KN Poteau: $(0.13 \times 25 \times 2.95) = 9.58 \text{ KN}$	450.74
ETAGE N° 1	N₈₋₈	Venant (7-7) = 450.74KN Plancher étage courant = 72.11kn Poutre principale $0.13 \times 25 \times 4.99 = 16.21 \text{KN}$ Poutre secondaire $0.1 \times 2.84 \times 25 = 7.1 \text{KN}$	546.16
	N₉₋₉	Venant (8-8) = 546.16KN Poteau: $(0.13 \times 25 \times 2.95) = 9.58 \text{ KN}$	555.74
ETAGE N° RDC	N₁₀₋₁₀	Venant (9-9) = 555.74KN Plancher étage courant = 72.11kn Poutre principale $0.13 \times 25 \times 4.99 = 16.21 \text{KN}$ Poutre secondaire $0.1 \times 2.84 \times 25 = 7.1 \text{KN}$	651.16
	N₁₁₋₁₁	Venant (10-10) = 651.16KN Poteau: (0.13×25×2.95)= 9.58 KN	660.74
fondation	N₁₂₋₁₂	Venant (11-11) = 651.16KN Poteau: (0.13×25×1.07)= 3.47 KN Poids longrine (0.3×0.3×25×7.83) = 17.61KN	681.83

Tableau II.6: Charges permanentes pour chaque niveau.

Etage	Q(KN)	Dégression	<i>Q exploitable(KN)</i>
Etage 5	14.14	Q_0	14.14
Etage 4	21.21	$Q_0 + Q_1$	35.35
Etage 3	21.21	$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$	54.43
Etage 2	21.21	$Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	71.40
Etage 1	21.21	$Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	86.25
RDC	21.21	$Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	98.98
Fondation	21.21	$Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	109.58
			109.58

Tableau II.7: Loi de dégression.

- Poteau de rive (B-1)

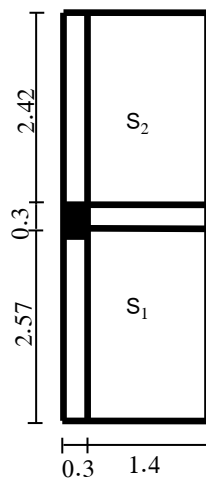


Figure II.12: surface du plancher sur le poteau (poteau B-1)

- Calcul de la section

$$S_1 = (2.42 \times 1.42) = 3.43 \text{ m}^2$$

$$S_2 = (1.42 \times 2.52) = 3.57 \text{ m}^2$$

- Poutre principale (pp) : $S = 0.45 \times 0.30 = 0.13 \text{ m}^2$

- Poutre secondaire (p s) : $S = 0.35 \times 0.30 = 0.105 \text{ m}^2$

- Poteau: $S = 0.45 \times 0.30 = 0.13\text{m}^2$

- Plancher terrasse non accessible

$G_{pla} = (S_1 + S_2) \times G = 43.26 \text{ KN}$

- Plancher étage courant et RDC

$G_{pla} = (S_1 + S_2) \times G = 35.7 \text{ KN}$

	Niveau	Détermination des charges	G(KN)
ETAGE N°5	N₀₋₀	Section (0-0) Acrotère: $2.52 \times (2.42 + 0.3 + 2.52) = 13.2\text{KN}$ Plancher terrasse = 43.26KN Poutre principale $0.13 \times 25 \times 4.99 = 16.21\text{KN}$	76.22
	N₁₋₁	Venant (0-0) = 76.22KN Poteau: $(0.13 \times 25 \times 2.95) = 9.58 \text{ KN}$ Poids de mur extérieur: $2.48 \times 2.95 \times (2.42 + 2.57) = 36.50\text{KN}$	122.3
ETAGE N°4	N₂₋₂	Venant (1-1) = 122.3KN Plancher étage courant = 35.7kn Poutre principale $0.13 \times 25 \times 4.99 = 16.21\text{KN}$ Poutre secondaire $0.1 \times 2.84 \times 25 = 3.55\text{KN}$	177.67
	N₃₋₃	Venant (2-2) = 177.67KN Poteau: $(0.13 \times 25 \times 2.95) = 9.58 \text{ KN}$ Poids de mur extérieur: $2.48 \times 2.95 \times (2.42 + 2.57) = 36.50\text{KN}$	223.84

ETAGE N° 3	N _{4.4}	<p>Venant (3-3) =223.84KN</p> <p>Plancher étage courant = 35.7kn</p> <p>Poutre principale 0.13×25×4.99=16.21KN</p> <p>Poutre secondaire 0.1×2.84×25=3.55KN</p>	279.3
	N _{5.5}	<p>Venant (4-4) =279.3KN</p> <p>Poteau: (0.13×25×2.95)= 9.58 KN</p> <p>Poids de mur extérieur: 2.48×2.95× (2.42+2.57) =36.50KN</p>	325.38
ETAGE N° 2	N _{6.6}	<p>Venant (5-5) =325.38KN</p> <p>Plancher étage courant = 35.7kn</p> <p>Poutre principale 0.13×25×4.99=16.21KN</p> <p>Poutre secondaire 0.1×2.84×25=3.55KN</p>	380.84
	N _{7.7}	<p>Venant (6-6) =380.84KN</p> <p>Poteau: (0.13×25×2.95)= 9.58 KN</p> <p>Poids de mur extérieur: 2.48×2.95× (2.42+2.57) =36.50KN</p>	426.92
ETAGE N° 1	N _{8.8}	<p>Venant (7-7) =426.92KN</p> <p>Plancher étage courant = 35.7kn</p> <p>Poutre principale 0.13×25×4.99=16.21KN</p> <p>Poutre secondaire 0.1×2.84×25=3.55KN</p>	482.38
	N _{9.9}	<p>Venant (8-8) =482.38KN</p> <p>Poteau: (0.13×25×2.95)= 9.58 KN</p> <p>Poids de mur extérieur: 2.48×2.95× (2.42+2.57) =36.50KN</p>	528.46

ETAGE N° RDC	N ₁₀₋₁₀	Venant (9-9) =528.46KN Plancher étage courant = 35.7kn Poutre principale $0.13 \times 25 \times 4.99 = 16.21 \text{KN}$ Poutre secondaire $0.1 \times 2.84 \times 25 = 3.55 \text{KN}$	583.92
	N ₁₁₋₁₁	Venant (10-10) =583.92KN Poteau: (0.13×25×2.95)= 9.58 KN Poids de mur extérieur: $2.48 \times 2.95 \times (2.42 + 2.57) = 36.50 \text{KN}$	630
fondation	N ₁₂₋₁₂	Venant (11-11) =630KN Poteau: (0.13×25×1.07)= 3.47 KN Poids longrine (0.3×0.3×25×6.36) = 14.31KN	647.78

Tableau II.8: Charges permanentes pour chaque niveau.

Etage	Q(KN)	Dégression	<i>Q exploitable(KN)</i>
Etage 5	7	Q_0	7
Etage 4	10.5	$Q_0 + Q_1$	17.5
Etage 3	10.5	$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$	26.95
Etage 2	10.5	$Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	35.35
Etage 1	10.5	$Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	42.7
RDC	10.5	$Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	49
Fondation	10.5	$Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	54.25
			54.25

Tableau II.9: Loi de dégression.

Donc le poteau le plus sollicité est le poteau intermédiaire

- La charge permanente totale : $G = 681.83\text{KN}$
- La charge d'exploitation totale : $Q = 109.58\text{KN}$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1084.84\text{KN}$$

II-3-2-2 Vérification de la section des poteaux

Après avoir déterminé la descente de charge du poteau le plus sollicité ; plusieurs vérifications doivent être effectuées.

- **Vérification selon BAEL91 [24]**

La section du béton est calculée en compression, soumise à un effort normal N_u agissant sur le poteau qui doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Considérons une section rectangulaire de dimension $b \times h$ avec $b < h$, et une section circulaire de dimension D :

$$L'élancement \lambda = \frac{L_f}{i} ; \text{ avec } i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

I : moment d'inertie ;

B : section du béton ;

L_f : longueur du flambement.

- Poteau (30*45)

Dans notre cas $L_f = 0.7 L_0$: poteau encastré [25]

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{30 \times 45^3}{12} = 227812.5\text{cm}^4 ; B = b \times h = 1350\text{cm}^2 ; i = 12.99$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{206.5}{12.99} = 15.89$$

$$B_r = (a-2) \times (b-2) = (30-2) \times (45-2) = 1204\text{cm}^2$$

- **Calcul de la section réduite du béton**

A : la section d'acier minimale comprimée prise en compte dans le calcul ;

B_r : la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur tout son périphérique tel que : $B_r = (b-0.02)(h-0.02) \text{ m}^2$; [26]

$$\gamma_s = 1.15 ; \gamma_b = 1.5;$$

Nu : est l'effort normal ultime $Nu=1.35G+1.5Q$;

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré ;

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau ;

α : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle [27].

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \text{ pour } \lambda < 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

AS : section d'acier minimale ;

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours (Ici en prend $f_{c28}= 25$ MPa) ;

f_e : contrainte limite élastique des aciers (Ici en prend $f_e = 400$ MPa) ;

On a le pourcentage d'armature est de 1 % tel que $A/ Br=1/100$.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{15.89}{35}\right)^2} = 0.81$$

$$K = \begin{cases} 1.1 & \text{Si plus de la moitié des charges est appliquée à } j < 90 \text{ jours} \\ 1.2 & \text{Si le majeur des charges est appliqué à 28 jours ; Dans les autres cas.} \\ 1 & \text{Dans les autres cas.} \end{cases}$$

On prend $K=1$

A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul [27]

$$A = \max (A_{min}^{BAEL}, A_{min}^{RPA})$$

$$A_{min}^{BAEL} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2bh}{100} = \frac{0.2 \times 450 \times 300}{100} = 270mm^2 \\ 8 \frac{(b+h)}{100} = 8 \frac{(450+300)}{100} = 60mm^2 \end{array} \right\}$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.7\%B (Zone I) = 0.007 \times 300 \times 450 = 945mm^2$$

N_u (KN)	A_{min}^{BAEL} (mm^2)	A_{min}^{RPA} (mm^2)	A (mm^2)	B_r (mm^2)	\bar{N} (KN)	Condition
1084.84KN	270	945	945	120400	1893.16	Vérifiée

Tableau II.10: récapitulatif pour la vérification du poteau

• Vérification selon RPA [28]

- $N_d/B_c \times f_{c28} \leq 0.3$

- N_d : l'effort normal G+Q.

- B_c : section brute du poteau.

- $N_d = G+Q = 681.83+109.58=791.41KN$

- $\frac{791.41 \times 10^3}{45 \times 30 \times 10^2 \times 25} = 0.23 < 0.3 \dots \dots \dots CV$

II-4 Conclusion

Le but de ce chapitre est de déterminer les dimensions, les charges permanentes G, les charges d'exploitation Q de chaque élément; et vérifiée la section du poteau.

Elément	Dimensions
Plancher corps creux	(16+4) cm
Balcon	15cm
Poteau	(30×45) cm^2
Poutre principale	(30×45) cm^2
Poutre secondaire	(30×35) cm^2
Poutre palière	(30×35) cm^2
Longrine	(30×30) cm^2
Voile	e=15cm
Palier de repos	e=14cm
Pailasse	e=14cm
L'acrotère	h=60

Tableau II.10: Tableau récapitulatif de pré dimensionnement des sections.

Chapitre III
CALCUL DES
ELEMENTS
SECONDAIRES

III-1 Introduction

Le béton résiste mal à la traction pour cela la mise en place des armatures en aciers est obligatoire pour assurer la stabilité des éléments de la structure. L'objectif est de calculer le ferrailage des éléments secondaires.

Le calcul s'effectue suivant le règlement BAEL91 en respectant le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement. Ils sont soumis à des sollicitations négligeables devant les sollicitations sismiques. Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique.

Dans ce chapitre, on procède au calcul des éléments suivants :

- L'acrotère
- balcon
- Plancher.
- L'escalier.
- La poutre palière.

III-2 L'acrotère

III-2-1 Définition

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé exposé aux intempéries, dont la réalisation est indispensable, pour des raisons de sécurité et d'étanchéité.

Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse dont la section la plus dangereuse se situe au niveau de l'encastrement.

L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal NG et une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à 1kN/ml provoquant un moment de flexion.

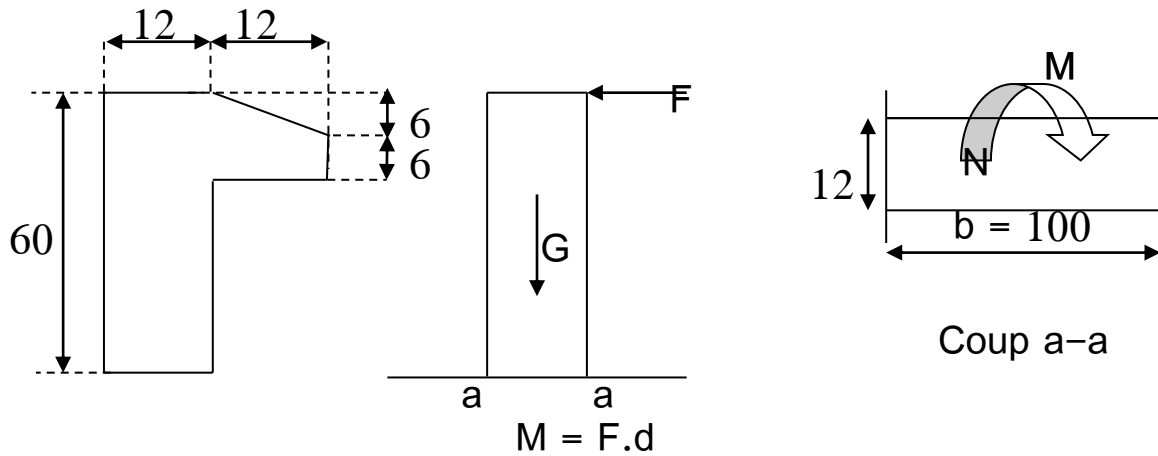


Figure III.1: Principe et dimensions de l'acrotère.

- Le calcul s'effectue pour une bande de 1ml en flexion composée et la fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est soumis aux intempéries.

III-2-2 Calcul des sollicitations

- 1 -Poids propre : $W_p = 2.52 \text{KN/ml}$;
- 2 -La surcharge d'exploitation : $Q = \max(F, F_p)$;;
- 3 -La force horizontale F_p : **[29]**

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

Avec:

A : Coefficient d'accélération de zone = 0.08 ; **[30]**

C_p : Facteur de force horizontale = 0.8 ; **[31]**

$$F_p = 4 \times 0.08 \times 0.8 \times 235 = 0.60 \text{ KN/ml}$$

Donc la charge d'exploitation est donnée par :

$$Q = \max\{F, F_p\} \Rightarrow Q = \max\{1, 0.60\}$$

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

• **Moments et efforts normaux**

$$M_{ELU} = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 1 \times 0.6 = 0.9 \text{KN.m};$$

$$N_{ELU} = 1.35 \times G = 1.35 \times 2.52 = 3.40 \text{kN};$$

$$M_{ELS} = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{KN.m};$$

$$N_{ELS} = G = 2.52 \text{KN}.$$

/	N (KN)	M (KN.m)
E.L.U	3.40	0.90
E.L.S	2.52	0.60

Tableau III.1 : Moment et l'effort normal.

• Calcul d'excentricité

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{3.402} = 26cm; \quad e_{ser} = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{2.52} = 0.24m = 24cm;$$

$$e_u, e_{ser} > \frac{h_t}{6} = \frac{12}{6} = 2cm.$$

$e_u, e_{ser} > e_0 \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la zone limitée par les armatures et l'effort normal étant un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.

L'acrotère étant exposée aux différentes intempéries donc la fissuration considérer comme préjudiciable.

III-2-3 Ferrailage à l'E.L.U

Tous les problèmes de flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée, se ramener à un calcul de flexion simple en prenant comme moment fictif, avec :

$$M_{uA} = N_u \cdot e_A$$

On obtient une section fictive d'acier A_{lu} , dont on déduit la section d'acier tendu :

$$A_u = A_{lu} - \frac{N_u}{100\bar{\sigma}_s} (cm^2)$$

Avec:

e_A : Distance entre le point d'application de centre de pression « C » et le centre de gravité des armatures tendus.

$$e_A = e_u + (d - h_t/2)$$

Avec :

$$d = 0.9h = 10.8 \text{ cm.}$$

$$e_A = 26 + (10.8 - 12/2) = 30.8cm.$$

$$M_{uA} = 3.40 \times 30.8 = 104.72 \text{ KN.cm.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{AU}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{104.72 \times 10^2}{1200 \times 108^2 \times 14.17} = 0.005$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1.5$$

$$\mu_{lu} = 0.368$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0$ (Pas d'armature comprimée).

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.006$$

$$A_{ul} = \frac{0.8\alpha_u b d f_{bu}}{f_e / \gamma_s} = \frac{0.8 \times 0.006 \times 120 \times 10.8 \times 14.17}{400 / 1.15} = 0.25 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{u1} = 0.25 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_u = A_{u1} \cdot \frac{N_u}{\bar{\sigma}_s} \Rightarrow A_u = 0.09 \text{ cm}^2 / \text{ml}'$$

• **Condition de non fragilité [32]**

$$A_{\min} = 0.23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 1.56 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max \{ A_{\min} ; A_u \} = 1.56 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On adopte : $A_s = 4 \text{ HA } 8 / \text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}.$

Vérification de l'espacement

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots CV.$$

• **Les armatures de répartitions [33]**

$$A_r = A_s / 4 = 0.50 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : $A_r = 4 \text{ HA } 6 / \text{ml} = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}.$

Vérification de l'espacement [34]

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots CV.$$

III-2-4 Vérification à l'E.L.S

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

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

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15A y_{ser} - 15 Ad = 0$$

$$50 y_{ser}^2 + 15(2, 01) y_{ser} - 15(2, 01 \times 10, 8) = 0$$

$$50 y_{ser}^2 + 30, 15 y_{ser} - 325, 62 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 256.96$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$y_{ser} = 2.26 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15[A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \Rightarrow I = 2660.06cm^4$$

III-2-5 Vérification des contraintes

- **Contraintes maximale de compression de béton** $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{y_c M_{ser}}{I} = 0.51MPa$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 0.51MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots \dots \dots cv$$

- **Contraintes maximale de traction des aciers** $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times F_e E, 110\sqrt{n f_{tj}} \right] = 201.66MPa$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_1) = 28.89MPa$$

$$28.89MPa < 201.66 MPa \dots \dots \dots cv$$

III-2-6 Vérification au cisaillement [35]

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2.50MPa \\ 4 MPa \end{array} \right. \Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u = 2.50 MPa.$$

Ces valeurs sont valables lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$V_u = 1.5Q = 1.50KN/ml$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.012MPa < 2.5MPa \dots \dots \dots cv$$

III-2-7 Schéma de ferrailage

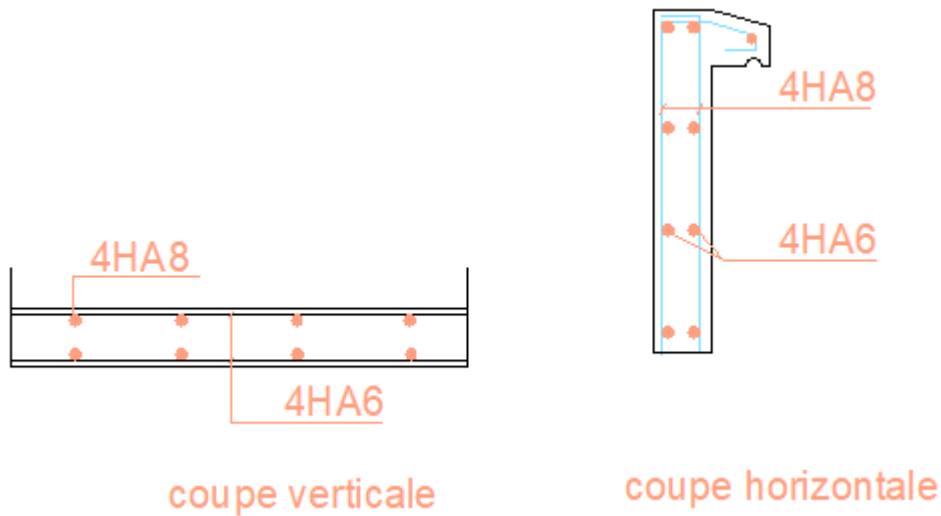


Figure III.2 : Ferrailage de l'acrotère.

III-3 Les balcons

Le balcon est considéré comme une console et constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher, on fait son calcul comme une poutre encastree au niveau de la poutre de rive.

La dalle sera soumise à son poids propre G , à une charge d'exploitation Q et a une charge concentrée à son extrémité libre due à la maçonnerie du garde-corps P .

III-3-1 Evaluation des charges

- Poids propre : $G = 4.7\text{KN/ml}$.
- Force concentrée due aux poids du mur extérieur : $P=2.89\text{KN/ml}$.
- Surcharge d'exploitation : $Q = 3.50 \text{ KN/ml}$.

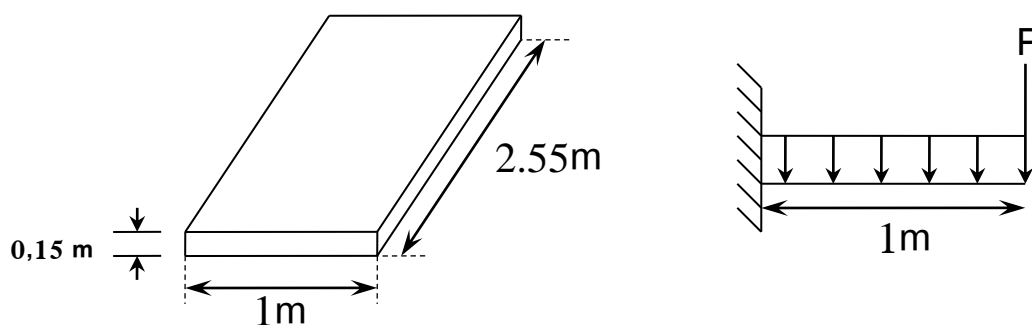


Figure III.3: Schéma statique et surcharges sur balcon.

III-3-2 Combinaison des charges

E.L.U :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 11.60 \text{ KN/ml} ;$$

$$P_u = 1.35 G = 3.90 \text{ KN/ml.}$$

E.L.S :

$$q_s = G + Q = 8.20 \text{ KN/ml} ;$$

$$P_s = 2.89 \text{ KN/ml.}$$

Le calcul du moment isostatique est donné par la formule suivante :

$$M = \frac{q \cdot l^2}{2} + p \cdot l \quad ; \quad V = q \cdot l + p$$

P (KN)	q _u (KN/ml)	q _s (KN/ml)	M _u (KN.ml)	M _s (KN.ml)	V _u (KN)
2.89	11.60	8.20	9.7	7	15.5

Tableau III.2: Chargement et sollicitations sur le balcon.

III-3-3 Ferrailage

Le balcon étant exposé aux différentes intempéries donc la fissuration considérée comme préjudiciable.

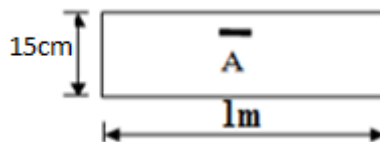


Figure III.4: Position des armatures structurales du balcon.

E L U:

$$\mu_{bu} = \frac{M_{Au}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.7 \times 10^3}{100 \times 12.6^2 \times 14.17} = 0.043$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1.38 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.038 < \mu_{lu} = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}) = 0.055$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.978 \Rightarrow Au = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{9.7 \times 10^3}{0.978 \times 12.6 \times 348} = 2.26 \text{ cm}^2$$

On adopte: A_s = 4HA 10 = 3.14 cm²

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.52cm^2$$

Armatures de répartition

On a : $\frac{A_t}{4} \leq A_r \Rightarrow \frac{3.14}{4} = 0.78cm^2$

On adopte: 4HA = 82.01cm²

E.L.S

Pour la fissuration est considérée comme préjudiciable :

- **Position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A' + A) y_{ser} - 15(A'_c + A_d) = 0 \quad \text{et on a: } A' = 0$$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15A y_{ser} - 15 Ad = 0$$

$$50 y_{ser}^2 + 15(3.14) y_{ser} - 15(3.14 \times 12.6) = 0$$

$$50 y_{ser}^2 + 47.1 y_{ser} - 593.46 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 347.72$$

$$\gamma = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$.y_{ser} = 3cm$$

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

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15[A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \Rightarrow I = 5240.73cm^4$$

III-3-4 Vérification des contraintes

- **Contraintes maximale de compression du béton**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_I = 4MPa \Rightarrow \sigma_{bc} = 4 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots \dots \dots cv$$

- **Contraintes maximale de traction des aciers**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times F_e E, 110 \sqrt{nf_{tj}} \right] = 201.66MPa$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_1) = 192.33 MPa < 201.66 MPa$$

III-3-5 Vérification au cisaillement

On doit vérifier que: $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b.d}$$

$$V_u = q_u L + p_u = 15.5 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{15.5 \times 10^3}{1000 \times 126} = 0.123 \text{ MPa} < \tau_{u \text{ lim}} = 2.50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{c.v}$$

III-3-6 Vérification de la flèche (d'après le BAEL91)

Il est utile de justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèches, cependant, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

$$* \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{14}{100} = 0.14 \geq 0.1 \quad (M_t = M_0) \quad (\text{c. v})$$

1

$$* \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{14}{100} = 0.14 > \frac{1}{16} = 0.06 \quad (\text{c. v})$$

$$* \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{F_e} \rightarrow 0.002 < \frac{4.42}{400} = 0.011 \quad (\text{c. v})$$

III-3-7 Schéma de ferrailage

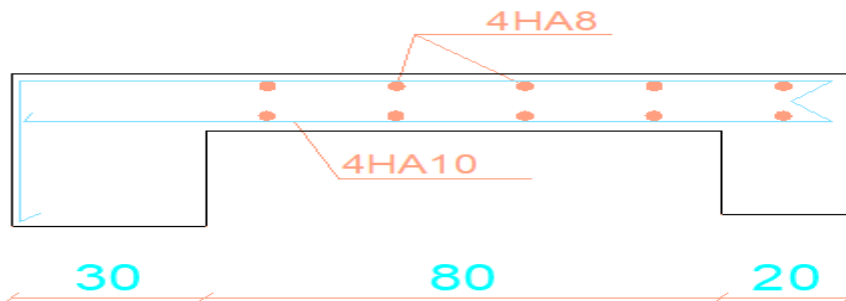


Figure III.5 : Schéma de ferrailage de balcon.

III-4 Les planchers

III-4-1 Introduction

Les planchers sont des aires, généralement horizontales limitant les étages et supportant les revêtements des sols. Ils sont constitués de corps creux et de poutrelles assemblées à l'hourdis, généralement ce type de planchers est utilisé dans les bâtiments d'habitation.

Deux fonctions principales leur sont dévolues :

- **Fonction résistance** : les planchers supportent leur poids propre et les surcharges d'exploitation.
- **Fonction d'isolation** : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages. Elles reposent avec ou sans continuité sur 2,3 ou 4 appuis constitués par des poutres ou des murs.

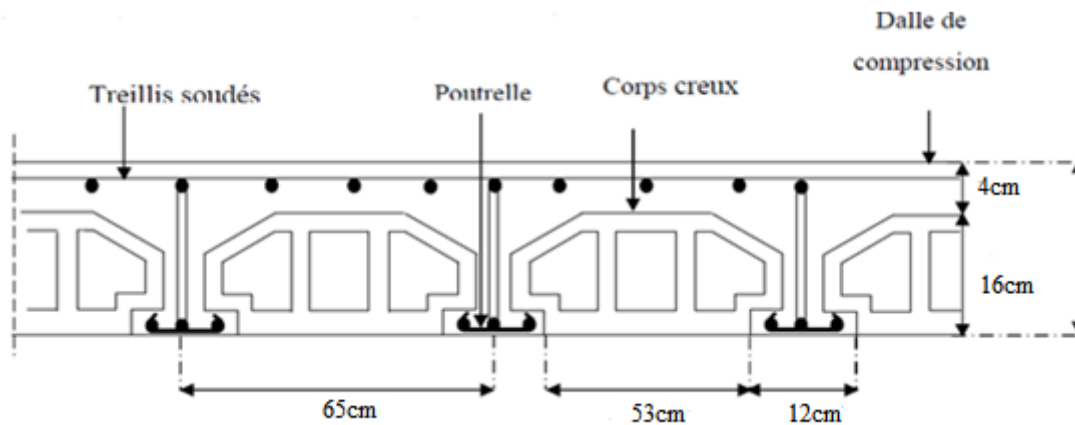


Figure III.6 : Plancher à corps creux.

Avec :

L_c : Longueur de corps creux.

b_0 : Largeur de nervure. $b_0 = (8 \text{ à } 14) \text{ cm}$, on prend généralement $b_0 = 12 \text{ cm}$

$b = b_0 + L_c = 12 + 53 = 65 \text{ cm}$

-La distance entre nervures est imposée par le corps creux utilisé.

-Les dimensions courantes des planchers corps creux- béton sont $16 + 4 = 265 \text{ Kg} / \text{m}^2$.

III-4-2 Méthode de calcul

Les planchers à corps creux sont toujours supposés à surcharges modérées, le principe de calcul reste le même à celui des poutres car le corps creux n'intervient pas dans la résistance de l'ouvrage.

III-4-2-1 Méthode forfaitaire

Domaine d'application

La méthode forfaitaire s'applique aux poutres, poutrelles et dalle supportant des charges d'exploitations modérées ($Q \leq 2G$ ou $Q < 5000 \text{ N} / \text{m}^2$).

Cette méthode s'applique aux éléments fléchis remplissant les conditions suivantes :

- 1) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ;

- 2) Les portées successives sont dans un rapport comprises entre 0.8 et 1.25 ;
- 3) La fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements.

Dans le cas où l'une de ces trois conditions complémentaires n'est pas satisfaisante, on peut appliquer la méthode de calcul des planchers à charge d'exploitation relativement élevée (méthode de A. CAQUOT).

Calcul des sollicitations

Soit :

- M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la « travée de comparais » c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges ;
- M_w et M_e : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite, et M_t le montant maximal en travée qui sont pris en compte dans les calculs de la travée considérée.
- α : Le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$;
- **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire**
 - $Q \leq \max\{2G, 5KN/m^2\}$Vérifié.
 - Les moments d'inertie constante.....Vérifiée ;
 - $0.8 \leq \frac{3.15}{3.15} = 1 \leq 1.25$ vérifié ;
 - Les fissurations sont considérées comme peu préjudiciablevérifié ;

Condition à respecter

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \sup \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \alpha) M_0 \\ 1.05 M_0 \end{array} \right.$$

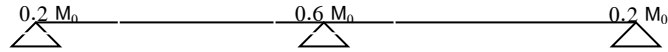
$$M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} \right) M_0 \quad \text{Dans le cas d'une travée de rive}$$

$$M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3 \alpha}{2} \right) M_0 \quad \text{Dans le cas d'une travée intermédiaire :}$$

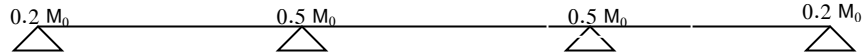
Valeur absolue du moment sur appui

Les valeurs des moments sur appui considérer sont représentés en fonction du type des reîtres sur les figure suivantes :

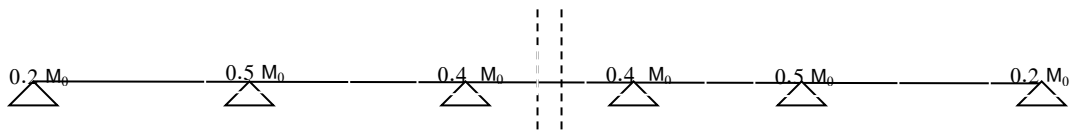
- Poutre à deux travées



- Poutre à trois travées



-Poutre à plus de trois travées



Pour chaque appui intermédiaire, on retient la plus grande des valeurs absolues des moments fléchissant de référence (M_0) calculée à droite et à gauche de l'appui considérée.

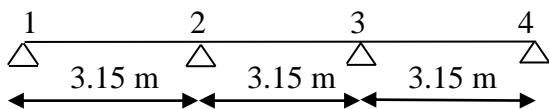
- ◆ Moment statique : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$
- ◆ Effort tranchant : $V_u(x) = V_0(x) + \frac{M_w - M_s}{2}$
- ◆ $V_w = V_0 + \frac{M_w - M_s}{2}$
- ◆ $V_s = -V_0 + \frac{M_w - M_s}{2}$

L: longueur de travée considérée.

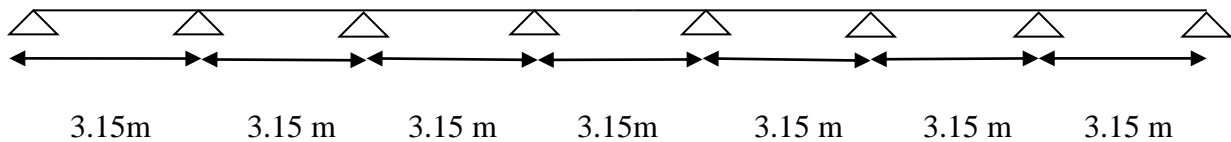
III-4-3 Les types des nervures

On a 2 types des nervures :

-nervure type 1 : (méthode forfaitaire)



-nervure type 2: (méthode forfaitaire)



Les charges permanentes G et les surcharges d'exploitation Q sont regroupées dans le tableau ci-après:

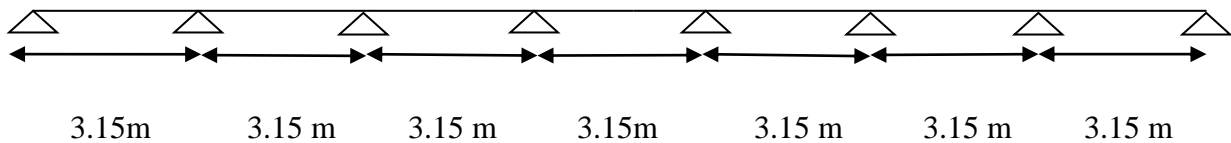
Plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q _u =0.65 (1.35G+1.5Q)	q _s =0.65 (G+Q)
Terrasse	6.18	1	6.39	4.66
E. courant	5.1	1.5	5.93	4.29

Tableau III.3 : Chargement sur les planchers.

III-4-4 Calcul des planchers

III-4-4-1 Plancher Terrasse:

-nervure type 2: (méthode forfaitaire)



$$G=6,18 \text{ KN/m}$$

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

- Calcul de α :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1}{6,18 + 1,5} = 0,13$$

ELU :

- Le moment isostatique : $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

(ELU) :

- Travée 1 : $M_0 = 8.05 \text{ kN.m}$
- Travée 2 : $M_0 = 8.05 \text{ kN.m}$
- Travée 3 : $M_0 = 8.05 \text{ kN.m}$
- Travée 4 : $M_0 = 8.05 \text{ kN.m}$
- Travée 5 : $M_0 = 8.05 \text{ kN.m}$
- Travée 6 : $M_0 = 8.05 \text{ kN.m}$
- Travée 7 : $M_0 = 8.05 \text{ kN.m}$

(ELS) :

- Travée 1 : $M_0 = 5.87 \text{ kN.m}$

- Travée 2 : $M_0 = 5.87 \text{ kN.m}$
- Travée 3: $M_0 = 5.87 \text{ kN.m}$
- Travée 4: $M_0 = 5.87 \text{ kN.m}$
- Travée 5: $M_0 = 5.87 \text{ kN.m}$
- Travée 6: $M_0 = 5.87 \text{ kN.m}$
- Travée 7: $M_0 = 5.87 \text{ kN.m}$

❖ **Moment sur appui intermédiaire :**

(ELU) :

$$M_{a1} = 4.02 \text{ KN. m.}$$

$$M_{a1} = 3.24 \text{ KN. m.}$$

$$M_{a1} = 3.24 \text{ KN. m}$$

$$M_{a1} = 3.24 \text{ KN. m}$$

$$M_{a1} = 3.24 \text{ KN. m}$$

$$M_{a1} = 4.02 \text{ KN. m.}$$

(ELS) :

$$M_{a1} = 2.93 \text{ KN. m.}$$

$$M_{a1} = 2.34 \text{ KN. m.}$$

$$M_{a1} = 2.34 \text{ KN. m.}$$

$$M_{a1} = 2.34 \text{ KN. m.}$$

$$M_{a1} = 2.34 \text{ KN. m.}$$

$$M_{a1} = 2.34 \text{ KN. m.}$$

$$M_{a1} = 2.93 \text{ KN. m.}$$

❖ **Moment sur appui de rive : $M_a = M_a = 0,2.M_t$**

$$M_a = 1.61 \text{ KN.m.}$$

• **Moment en travée :**

Il faut pour chaque travée satisfaire les inégalités suivantes :

$$M_t + \frac{M_B}{2} \geq \text{Max}\{1,05M_0; (1 + 0,3. \alpha)M_0\}$$

$$\text{On a: } \alpha = 0,13 \Rightarrow \text{Max}\{1,05M_0; (1 + 0,3. \alpha)M_0\} = 1,05M_0$$

Donc:

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1,05M_0$$

Ce qui donne pour chaque travée :

(ELU) :

- Travée 1 : $M_t \geq 1,05M_0 - \frac{M_e+M_w}{2} = 8.45 - 2.81 = 5.63\text{KN.m}$
- Travée 2 : $M_t \geq 1,05M_0 - \frac{M_e+M_w}{2} = 8.45 - 4.02 = 4.43\text{KN.m}$
- Travée 3 : $M_t \geq 1,05M_0 - \frac{M_e+M_w}{2} = 5.23\text{KN.m}$
- Travée 4 : $M_t \geq 1,05M_0 - \frac{M_e+M_w}{2} = 5.23\text{KN.m}$
- Travée 5 : $M_t \geq 1,05M_0 - \frac{M_e+M_w}{2} = 5.23\text{KN.m}$
- Travée 6 : $M_t \geq 1,05M_0 - \frac{M_e+M_w}{2} = 5.43\text{KN.m}$
- Travée 7 : $M_t \geq 1,05M_0 - \frac{M_e+M_w}{2} = 5.63\text{KN.m}$

(ELS) :

- Travée 1 : $M_t \geq 1,05M_0 - \frac{M_e+M_w}{2} = 4.11\text{KN.m}$
- Travée 2 : $M_t \geq 1,05M_0 - \frac{M_e+M_w}{2} = 3.52\text{KN.m}$
- Travée 3 : $M_t \geq 1,05M_0 - \frac{M_e+M_w}{2} = 3.82\text{KN.m}$
- Travée 4 : $M_t \geq 1,05M_0 - \frac{M_e+M_w}{2} = 3.82\text{KN.m}$
- Travée 5 : $M_t \geq 1,05M_0 - \frac{M_e+M_w}{2} = 3.82\text{KN.m}$
- Travée 6 : $M_t \geq 1,05M_0 - \frac{M_e+M_w}{2} = 3.52\text{KN.m}$
- Travée 7 : $M_t \geq 1,05M_0 - \frac{M_e+M_w}{2} = 4.11\text{KN.m}$

➤ On doit également satisfaire :

$$-M_t \geq \left(\frac{1,2+0,3,\alpha}{2}\right) \times M_0 \quad \text{Pour travée de rive}$$

$$-M_t \geq \left(\frac{1+0,3,\alpha}{2}\right) \times M_0 \quad \text{Pour travée intermédiaire}$$

(ELU) :

- Soit pour la travée 1 : $M_t \geq 0.621 \times M_0 = 5\text{KN.m}$
- Et pour la travée 2 : $M_t \geq 0.521 \times M_0 = 4.19\text{ kN.m}$
- Et pour la travée 3 : $M_t \geq 0.521 \times M_0 = 4.19\text{ kN.m}$
- Et pour la travée 4 : $M_t \geq 0.521 \times M_0 = 4.19\text{ kN.m}$
- Et pour la travée 5 : $M_t \geq 0.521 \times M_0 = 4.19\text{ kN.m}$
- Et pour la travée 6 : $M_t \geq 0.521 \times M_0 = 4.19\text{ kN.m}$
- Et pour la travée 7 : $M_t \geq 0.6216 \times M_0 = 5\text{ kN.m}$

(ELS) :

- Soit pour la travée 1 : $M_t \geq 0.621 \times M_0 = 3.64\text{KN.m}$
- Et pour la travée 2 : $M_t \geq 0.521 \times M_0 = 1.52\text{KN.m}$

- Et pour la travée 3 : $M_t \geq 0.5 \cdot 21 \times M_0 = 1.52 \text{KN.m}$
- Et pour la travée 4 : $M_t \geq 0.5 \cdot 21 \times M_0 = 1.52 \text{KN.m}$
- Et pour la travée 5 : $M_t \geq 0.5 \cdot 21 \times M_0 = 1.52 \text{KN.m}$
- Et pour la travée 6 : $M_t \geq 0.5 \cdot 21 \times M_0 = 1.52 \text{KN.m}$
- Et pour la travée 7 : $M_t \geq 0.621 \times M_0 = 3.64 \text{KN.m}$

On prend les valeurs maximums

❖ Efforts tranchants : $V = q_u \times l_i / 2$

(ELU) :

- Pour la travée 1 $V_0 = \frac{q_u \times l_1}{2} = \frac{6,49 \times 3,15}{2} = 10.22 \text{KN}$
- Pour la travée 2 $V_0 = \frac{q_u \times l_2}{2} = \frac{6,49 \times 3,15}{2} = 10.22 \text{KN}$
- Pour la travée 3 $V_0 = \frac{q_u \times l_2}{2} = \frac{6,49 \times 3,15}{2} = 10.22 \text{KN}$
- Pour la travée 4 $V_0 = \frac{q_u \times l_2}{2} = \frac{6,49 \times 3,15}{2} = 10.22 \text{KN}$
- Pour la travée 5 $V_0 = \frac{q_u \times l_2}{2} = \frac{6,49 \times 3,15}{2} = 10.22 \text{KN}$
- Pour la travée 6 $V_0 = \frac{q_u \times l_2}{2} = \frac{6,49 \times 3,15}{2} = 10.22 \text{KN}$
- Pour la travée 7 $V_0 = \frac{q_u \times l_2}{2} = \frac{6,49 \times 3,15}{2} = 10.22 \text{KN}$

- Pour la travée 1 :

$$V_w = V_0 + \frac{M_w - M_e}{l} = 10.22 + \frac{1.61 - 4.02}{3.15} = 9.45 \text{KN}$$

$$V_e = -V_0 + \frac{M_w - M_e}{l} = -10.22 + \frac{1.61 - 4.02}{3.15} = -11.42 \text{KN}$$

- Pour la travée 2 :

$$V_w = V_0 + \frac{M_w - M_e}{l} = 10.22 + \frac{4.02 - 3.24}{3.15} = 10.62 \text{KN}$$

$$V_e = -V_0 + \frac{M_w - M_e}{l} = -10.22 + \frac{4.02 - 3.24}{3.15} = -9.82 \text{KN}$$

- Pour la travée 3 :

$$V_w = V_0 + \frac{M_w - M_e}{l} = 10.22 + \frac{3.24 - 3.24}{3.15} = 10.22 \text{KN}$$

$$V_e = -V_0 + \frac{M_w - M_e}{l} = -10.22 + \frac{3.24 - 3.24}{3.15} = -10.22 \text{KN}$$

- Pour la travée 4 :

$$V_w = V_0 + \frac{M_w - M_e}{l} = 10.22 + \frac{3.24 - 3.24}{3.15} = 10.22 \text{KN}$$

$$V_e = -V_0 + \frac{M_w - M_e}{l} = -10.22 + \frac{3.24 - 3.24}{3.15} = -10.22 \text{KN}$$

- Pour la travée 5 :

$$V_w = V_0 + \frac{M_w - M_e}{l} = 10.22 + \frac{3.24 - 3.24}{3.15} = 10.22 \text{KN}$$

$$V_e = -V_0 + \frac{M_w - M_e}{l} = -10.22 + \frac{3.24 - 3.24}{3.15} = -10.22 \text{KN}$$

- Pour la travée 6 :

$$V_w = V_0 + \frac{M_w - M_e}{l} = 10.22 + \frac{3.24 - 4.02}{3.15} = 9.82 \text{KN}$$

$$V_e = -V_0 + \frac{M_w - M_e}{l} = -10.22 + \frac{3.24 - 4.02}{3.15} = -10.62 \text{KN}$$

- Pour la travée 7 :

$$V_w = V_0 + \frac{M_w - M_e}{l} = 10.22 + \frac{4.02 - 1.61}{3.15} = 9.45 \text{KN}$$

$$V_e = -V_0 + \frac{M_w - M_e}{l} = -10.22 + \frac{4.02 - 1.61}{3.15} = -11.42 \text{KN}$$

(ELS):

- Pour la travée 1 $V_0 = \frac{q_s \times l_1}{2} = \frac{4.74 \times 3.15}{2} = 7.46 \text{KN}$

- Pour la travée 2 $V_0 = \frac{q_s \times l_2}{2} = \frac{4.74 \times 3.15}{2} = 7.46 \text{KN}$

- Pour la travée 3 $V_0 = \frac{q_s \times l_2}{2} = \frac{4.74 \times 3.15}{2} = 7.46 \text{KN}$

- Pour la travée 4 $V_0 = \frac{q_s \times l_2}{2} = \frac{4.74 \times 3.15}{2} = 7.46 \text{KN}$

- Pour la travée 5 $V_0 = \frac{q_s \times l_2}{2} = \frac{4.74 \times 3.15}{2} = 7.46 \text{KN}$

- Pour la travée 6 $V_0 = \frac{q_s \times l_2}{2} = \frac{4.74 \times 3.15}{2} = 7.46 \text{KN}$

- Pour la travée 7 $V_0 = \frac{q_s \times l_2}{2} = \frac{4.74 \times 3.15}{2} = 7.46 \text{KN}$

- Pour la travée 1 :

$$V_w = V_0 + \frac{M_w - M_e}{l} = 6.9 \text{KN}$$

$$V_e = -V_0 + \frac{M_w - M_e}{l} = -8.01 \text{KN}$$

- Pour la travée 2 :

$$V_w = V_0 + \frac{M_w - M_e}{l} = 7.64 \text{KN}$$

$$V_e = -V_0 + \frac{M_w - M_e}{l} = -7.27 \text{K}$$

- Pour la travée 3:

$$V_w = V_0 + \frac{M_w - M_e}{l} = 7.46 \text{KN}$$

$$V_e = -V_0 + \frac{M_w - M_e}{l} = -7.46 \text{KN}$$

- Pour la travée 4:

$$V_w = V_0 + \frac{M_w - M_e}{l} = 7.46\text{KN}$$

$$V_e = -V_0 + \frac{M_w - M_e}{l} = -7.46\text{KN}$$

- Pour la travée 5:

$$V_w = V_0 + \frac{M_w - M_e}{l} = 7.46\text{KN}$$

$$V_e = -V_0 + \frac{M_w - M_e}{l} = -7.46\text{KN}$$

- Pour la travée 6 :

$$V_w = V_0 + \frac{M_w - M_e}{l} = 7.27\text{KN}$$

$$V_e = -V_0 + \frac{M_w - M_e}{l} = -7.64\text{KN}$$

- Pour la travée 7 :

$$V_w = V_0 + \frac{M_w - M_e}{l} = 8.01\text{KN}$$

$$V_e = -V_0 + \frac{M_w - M_e}{l} = -6.9\text{KN}$$

Les diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant du plancher terrasse

ELU									
type	Travée	L(m)	M _{0u} (KN.m)	M _w (KN.m)	M _c (KN.m)	M _t (KN.m)	V ₀ (KN)	V _w (KN)	V _e (KN)
Type2	A-B	3.15	8.05	1.61	4.02	5.63	10.22	9.45	-11.42
	B-C	3.15	8.05	4.02	3.22	4.83	10.22	10.62	-9.82
	C-D	3.15	8.05	3.22	3.22	5.23	10.22	10.22	-10.22
	D-E	3.15	8.05	3.22	3.22	5.23	10.22	10.22	-10.22
	E-F	3.15	8.05	3.22	3.22	5.23	10.22	10.22	-10.22
	F-G	3.15	8.05	3.22	4.02	4.83	10.22	9.82	-10.62
	G-H	3.15	8.05	4.02	1.61	5.63	10.22	11.42	-9.45

Tableau III.4 : Sollicitations des planchers terrasse à (ELU).

ELS									
type	Travée	L(m)	M _{0u} (KN.m)	M _w (KN.m)	M _c (KN.m)	M _t (KN.m)	V ₀ (KN)	V _w (KN)	V _e (KN)
Type2	A-B	3.15	5.87	1.17	2.93	4.11	7.46	6.9	-8.01
	B-C	3.15	5.87	2.93	2.34	3.52	7.46	7.64	-7.27

C-D	3.15	5.87	2.34	2.34	3.82	7.46	7.46	-7.46
D-E	3.15	5.87	2.34	2.34	3.82	7.46	7.46	-7.46
E-F	3.15	5.87	2.34	2.34	3.82	7.46	7.46	-7.46
F-G	3.15	5.87	2.34	2.93	3.52	7.46	7.27	-7.64
G-H	3.15	5.87	2.93	1.17	4.11	7.46	8.01	-6.90

Tableau III.5: Sollicitations des planchers terrasse à (ELS).

Les valeurs max sont présentées dans le tableau suivant:

	$M_{t \max}(\text{KN.m})$	$M_a \max(\text{KN.m})$	$T_{\max}(\text{KN})$
ELU	5.63	4.02	11.42
ELS	4.11	2.93	8.01

Tableau III.6: les sollicitations des calcules

III-4-4-2 Calcul de ferrailage

- En travée

Calcul du moment ultime dans la table

$$M_{th} = bh_0(d - h_0/2)f_{bu}$$

$$M_{th} = 0.65 \times 0.04 \times (0.18 - 0.04/2) \times 14.17 \times 10^3$$

$$M_{th} = 25.79 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} > M_{tmax} = 5.63 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre se trouve à l'intérieur de la table de compression, donc on applique l'organigramme de calcule de section rectangulaire de largeur b.

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} \text{ et } \mu_R = 0.392$$

$$\Rightarrow \mu = \frac{5.63 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.17} = 0.018 < \mu_R = 0.392$$

$$\Rightarrow (\text{pas d'armature comprimé}). \Rightarrow (A' = 0)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.022$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 17.84$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} \text{ et } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{5.63 \times 10^3}{17.84 \times 348} = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.9 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc: } A_u = \max\{A_{min}, A_u\} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_u = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

En appui

D'après le diagramme de ferrailage on a :

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{4.02 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.17} = 0.072 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow (\text{Pas d'armature comprimé}).$$

$$\Rightarrow (A' = 0)$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.022$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 17.33$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} \text{ et } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{4.02 \times 10^3}{17.33 \times 348} = 0.66 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.26 \text{ cm}^2$$

Donc:

$$A_u = \max\{A_{min}, A_u\} = 0.66$$

La section d'acier adoptée est : $A_u = 1\text{HA}10 = 0.78$

III-4-4-3 Vérifications à E L S

- Contrainte admissible de béton comprimé $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- Contrainte admissible d'acier tendu $\bar{\sigma}_s = 347.82 \text{ MPa}$
- Contrainte tangentielle admissible $\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$

En Travée

• **Position de l'axe neutre ($A' = 0$)**

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

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15Ay_{ser} - 15Ad = 0$$

$$32.5 y_{ser}^2 + 15(1.57)y_{ser} - 15(1.57 \times 18) = 0$$

$$32.5 y_{ser}^2 + 23.55 y_{ser} - 423.9 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 2358.92$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$Y_{ser} = 3.26 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15[A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \Rightarrow I = 5346.91 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1 = \frac{4.11 \times 10^2}{5346.91} 32.6 = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 2.5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

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

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d - y_1) = 15 \cdot \frac{4.11 \times 10^2}{5346.91} (180 - 32.6) = 169.95 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 169.95 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 347.82 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

- **Justification vis-à-vis de sollicitation tangente (E.L.U)**

Les justifications de l'âme d'une poutre sont conduites à partir de la contrainte tangente τ_u prise conventionnellement égale à : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} [\text{MPa}]$

Avec :

- V_u : effort tranchant à l'état limite ultime [N] ;
- b_0 : largeur de l'âme [mm] ;
- d : hauteur utile de la poutre [mm] ;

$$\bullet \text{Donc: } \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{11.42 \cdot 10^3}{100 \cdot 180} = 0.63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{cj}}{d_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa} \text{ (BAE191 (artc.A.5.1.2))}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = 0.63 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

Sur appui

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

- **Position de l'axe neutre ($A' = 0$)**

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

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15A y_{ser} - 15Ad = 0$$

$$32.5 y_{ser}^2 + 15(0.78)Y_{ser} - 15(0.78 \times 18) = 0$$

$$32,5 y_{ser}^2 + 11.7 y_{ser} - 210.6 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 165.87$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$Y_{ser} = 2.37 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15[A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \Rightarrow I = 2881.89 \text{ cm}^4$$

- **Contraintes maximale de compression de béton $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1 = 2.4 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 2.4 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{cv}$$

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

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d - y_1) = 238.36 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s = 238.36 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 347.82 \text{ MPa} \dots \text{cv}$$

III-4-4-3 Vérification de la flèche

Les règles C.B.A 93 stipulent qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche pour les poutres remplissant les conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{280} = 0.071 > 0.062 \dots \text{cv.}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{20}{280} = 0.071 > \frac{5.63}{10 \times 8.05} = 0.069 \dots \text{cv.}$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{F_e} \Rightarrow \frac{1.57}{65 \times 18} \leq \frac{4.2}{400} \dots \text{cv.}$

- **Diamètre des armatures d'âme (B.A.E.L 91 A.7.2.2) $\phi_l \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l \right\}$**

$$\phi_t \leq \min\{0.57, 1.2, 1\} \Rightarrow \phi_l \leq 0.57 \text{ cm}$$

On choisit : $\phi_l = 6 \text{ mm}$

- **Espacement des cours de cadres (B.A.E.L 91 A.5.2)**

$$S_t \leq \min \{ 0.9d, 40 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq \min \{ 16.2, 40 \text{ cm} \}$$

Donc: $S_t < 16.2 \text{ cm}$

On choisit: $S_t = 15 \text{ cm}$

III-4-4-3 Schéma de ferrailage

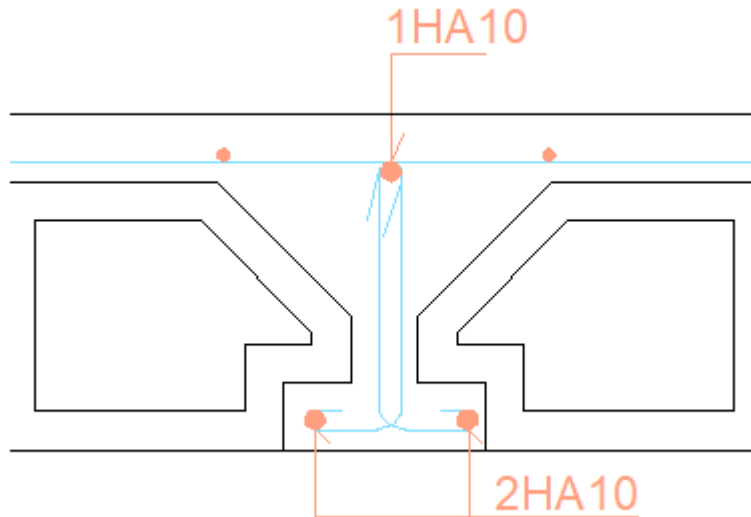
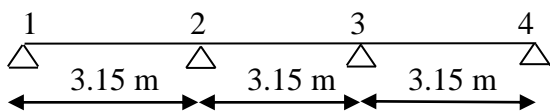


Figure III.7 : Schéma de ferrailage des nervures de plancher terrasse.

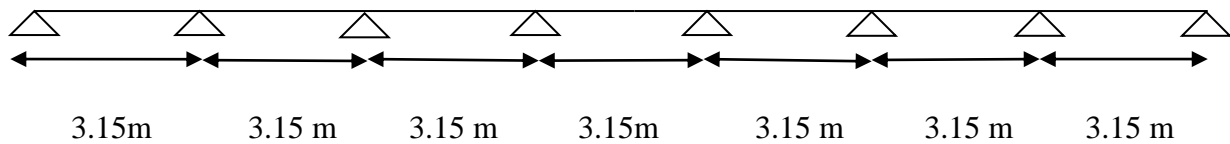
III-4-5 Planchers étages courants :

On a 2 types des nervures

-nervure type 1 : (méthode forfaitaire)



-nervure type 2: (méthode forfaitaire)



Les diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant du plancher étage courant

ELU									
type	Travée	L(m)	M _{0u} (KN.m)	M _w (KN.m)	M _c (KN.m)	M _t (KN.m)	V ₀ (KN)	V _w (KN)	V _e (KN)
Type1	A-B	3.15	7.81	1.56	3.9	5.54	9.92	11.45	-8.19
	B-C	3.15	7.81	3.9	3.9	4.37	9.92	12.39	-7.45
	C-D	3.15	7.81	3.9	1.56	5.54	9.92	11.45	-8.19
Type2	A-B	3.15	7.81	1.56	3.9	5.54	9.92	11.45	-8.19
	B-C	3.15	7.81	3.9	3.12	4.76	9.92	12.14	-7.7
	C-D	3.15	7.81	3.12	3.12	5.15	9.92	11.9	-7.93
	D-E	3.15	7.81	3.12	3.12	5.15	9.92	11.90	-7.93

E-F	3.15	7.81	3.12	3.12	5.15	9.92	11.90	-7.93
F-G	3.15	7.81	3.12	3.9	4.76	9.92	12.14	-7.7
G-H	3.15	7.81	3.9	1.56	5.54	9.92	11.45	-8.10

Tableau III.7 : Sollicitations des planchers étages courants à (ELU).

ELS									
type	Travée	L(m)	M _{0u} (KN.m)	M _w (KN.m)	M _c (KN.m)	M _t (KN.m)	V ₀ (KN)	V _w (KN)	V _c (KN)
Type1	A-B	3.15	5.65	1.13	2.82	4.02	7.18	8.43	-5.93
	B-C	3.15	5.65	2.82	2.82	3.18	7.18	8.97	-5.39
	C-D	3.15	5.65	2.82	1.13	4.02	7.18	8.43	-5.93
Type2	A-B	3.15	5.65	1.13	2.82	4.02	7.18	8.43	-5.93
	B-C	3.15	5.65	2.82	2.22	3.48	7.18	8.78	-5.58
	C-D	3.15	5.65	2.22	2.22	3.78	7.18	8.58	-5.78
	D-E	3.15	5.65	2.22	2.22	3.78	7.18	8.58	-5.78
	E-F	3.15	5.65	2.22	2.22	3.78	7.18	8.58	-5.78
	F-G	3.15	5.65	2.22	2.82	3.48	7.18	8.78	-5.58
	G-H	3.15	5.65	2.82	1.13	4.02	7.18	8.43	-5.93

Tableau III.8 : Sollicitations des planchers étages courants à (ELS).

Les valeurs max sont présentées dans le tableau suivant:

	M _{t max} (KN.m)	M _{a max} (KN.m)	T _{max} (KN)
ELU	5.54	3.9	12.39
ELS	4.02	2.82	8.97

Tableau III.9 : les sollicitations des calculs.

III-4-5-1 Calcul de ferrailage

- En travée

Calcul du moment ultime dans la table

$$M_{th} = bh_0(d - h_0/2)f_{bu}$$

$$M_{th} = 0.65 \times 0.04 \times (0.18 - 0.04/2) \times 14.17 \times 10^3$$

$$M_{th} = 25.79 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} > M_{tmax} = 5.54 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre se trouve à l'intérieur de la table de compression, donc on applique l'organigramme de calcul de section rectangulaire de largeur b.

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} \text{ et } \mu_R = 0.392$$

$$\Rightarrow \mu = \frac{5.54 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.17} = 0.018 < \mu_R = 0.392$$

\Rightarrow (pas d'armature comprimé). $\Rightarrow (A' = 0)$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.022$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 17.84$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} \text{ et } \sigma_s = 348 \text{MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{5.54 \times 10^3}{17.84 \times 348} = 0.9 \text{cm}^2$$

$$A_s = 0.9 \text{cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.41 \text{cm}^2$$

$$\text{Donc: } A_u = \max\{A_{min}, A_s\} = 1.41 \text{cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_u = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{cm}^2$$

En appui

D'après le diagramme de ferrailage on a :

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3.9 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.17} = 0.070 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow (\text{Pas d'armature comprimé}).$$

$\Rightarrow (A' = 0)$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.09$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 17.35$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} \text{ et } \sigma_s = 348 \text{MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{3.9 \times 10^3}{17.35 \times 348} = 0.64 \text{cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.26 \text{cm}^2$$

Donc:

$$A_u = \max\{A_{min}, A_s\} = 0.64$$

La section d'acier adoptée est : $A_u = 1\text{HA}10 = 0.78$

III-4-5-2 Vérifications à E L S

- Contrainte admissible de béton comprimé $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$
- Contrainte admissible d'acier tendu $\bar{\sigma}_s = 347.82MPa$
- Contrainte tangentielle admissible $\bar{\tau} = 3.33MPa$

En Travée:

- **Position de l'axe neutre ($A' = 0$)**

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

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15A y_{ser} - 15Ad = 0$$

$$32.5 y_{ser}^2 + 15(1.57)y_{ser} - 15(1.57 \times 18) = 0$$

$$32,5 y_{ser}^2 + 23,55 y_{ser} - 423,9 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 2358.92$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

Yser = 3.26 cm

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

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15[A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \Rightarrow I = 5346.91 cm^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1 = \frac{4.02 \times 10^2}{5346.91} 32.6 = 2.45 MPa \Rightarrow \sigma_{bc} = 2.4 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots \dots \dots cv$$

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

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d - y_1) = 15 \cdot \frac{4.02 \times 10^2}{5346.91} (180 - 32.6) = 166.23 MPa$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 166.23 MPa \leq \bar{\sigma}_s = 347.82 MPa \dots \dots \dots cv$$

- **Justification vis-à-vis de sollicitation tangente (E.L.U):**

Les justifications de l'âme d'une poutre sont conduites à partir de la contrainte tangente τ_u prise conventionnellement égale à : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} [MPa]$

Avec :

- V_u : effort tranchant à l'état limite ultime [N] ;
- b_0 : largeur de l'âme [mm] ;
- d : hauteur utile de la poutre [mm] ;

•Donc: $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{12.39.10^3}{100.180} = 0.68MPa$

$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{cj}}{d_b}, 5MPa \right\} = \min \{ 3.33MPa; 5MPa \} = 3.33MPa$ (BAE191

(artc.A.5.1.2))

Donc : $\tau_u = 0.68MPa < \bar{\tau}_u = 3.33MPa \dots \dots \dots cv$

Sur appui:

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

- **Position de l'axe neutre (A' = 0)**

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

$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15A y_{ser} - 15Ad = 0$

$32.5 y_{ser}^2 + 15(0.78)Y_{ser} - 15(0.78 \times 18) = 0$

$32,5 y_{ser}^2 + 11.7 y_{ser} - 210.6 = 0$

$\sqrt{\Delta} = 165.87$

$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$

Yser = 2.37 cm

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

- $I = \frac{b.y_1^3}{3} + 15[A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \Rightarrow I = 2881.89cm^4$

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

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} . y_1 = 2.3MPa \Rightarrow \sigma_{bc} = 2.3MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots \dots \dots cv$

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

$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} . (d - y_1) = 229.41MPa \Rightarrow \sigma_s = 229.41MPa \leq \bar{\sigma}_s = 347.82MPa \dots \dots \dots cv$

III-4-5-3 Vérification de la flèche

Les règles C.B.A 93 stipulent qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche pour les poutres remplissant les conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{280} = 0.071 > 0.062 \dots \dots \dots cv.$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{20}{280} = 0.071 > \frac{4.02}{10 \times 7.81} = 0.051 \dots \dots \dots cv.$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{F_e} \Rightarrow \frac{1.57}{65 \times 18} \leq \frac{4.2}{400} \dots \dots \dots cv.$

Diamètre des armatures d'âme (B.A.E.L 91 A.7.2.2)

$$\phi_l \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \{0.57, 1.2, 1\} \Rightarrow \phi_l \leq 0.57 \text{ cm}$$

On choisit : $\phi_t = 6 \text{ mm}$

• Espacement des cours de cadres (B.A.E.L 91 A.5.2)

$$S_t \leq \min \{ 0.9d, 40 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq \min \{ 16.2, 40 \text{ cm} \}$$

Donc: $S_t < 16,2 \text{ cm}$

On choisit: $S_t = 15 \text{ cm}$

III-4-5-4 Schéma de ferrailage

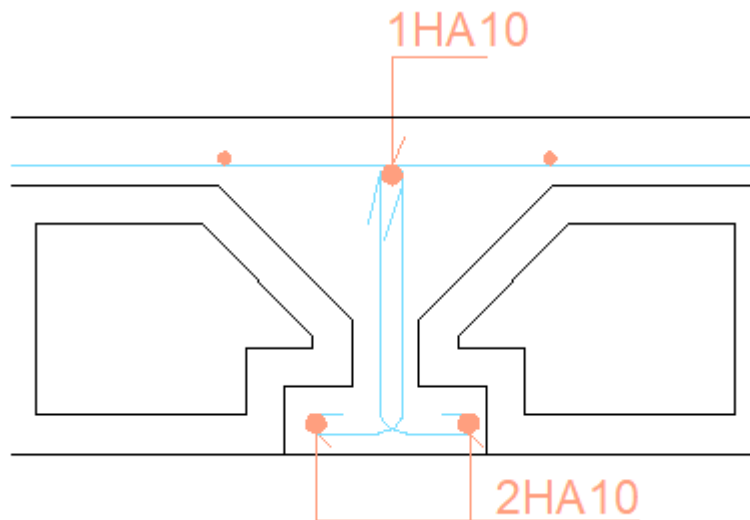


Figure III.8 : Schéma de ferrailage des nervures plancher étage.

III-5 Les escaliers

III-5-1 Introduction

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 constituant l'escalier et contre marche la partie verticale de ces gradins.

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

III-5-2 Escalier type « 01 »

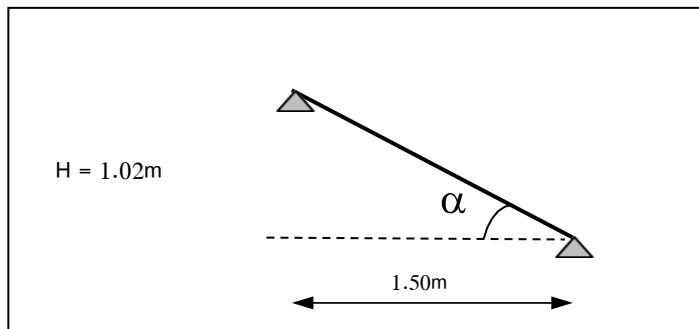


Figure III.9 : Schéma statique d'escalier type 1.

Détermination des efforts

- ELU : $P_u = 1.35 G + 1.5 Q$

- ELS : $P_{ser} = G + Q$

	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	P_u (kN/ml)	P_{ser} (kN/ml)
Paillasse	7.30	2.5	13.60	9.8

Tableau III.10: Combinaison des charges de l'escalier type 1.

➤ L'E.L.U :

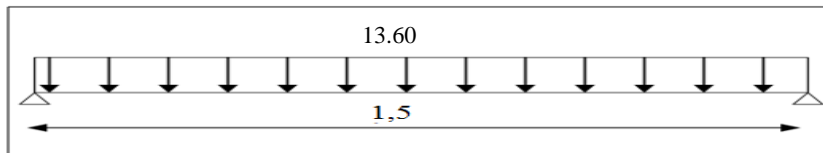


Figure III.10: Schéma des charges équivalentes à ELU d'escalier type 1.

$$M_0 = \frac{QL^2}{8} = 3.82 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \cdot M_0 = 3.25 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.3 \cdot M_0 = 1.14 \text{ KN.m}$$

➤ L'E.L.S :

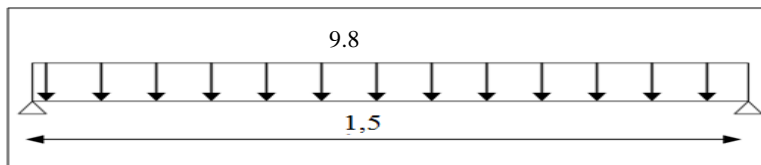


Figure III.11: Schéma des charges équivalentes à ELS d'escalier type 1.

$$M_0 = \frac{QL^2}{8} = 2.75 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \cdot M_0 = 2.34 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.3 \cdot M_o = 0.82 \text{ KN.m.}$$

III-5-3 Escalier type « 02 »

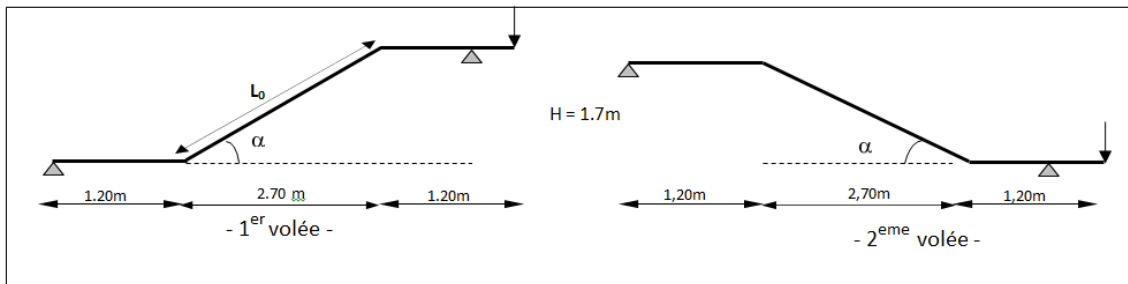


Figure III.12: Schéma statique d'escalier type 2.

Détermination des efforts :

- ELU : $P_u = 1,35 G + 1,5 Q$
- ELS : $P_s = G + Q$

	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	P_u (kN/ml)	P_{ser} (kN/ml)
Paillasse	7.30	2,5	13.6	9.8
Palier	4.7	2,5	10	7.2

Tableau III.11 : Combinaison des charges de l'escalier

$$q_{u \text{ eq}} = \frac{1.2 \times 10 + 13.6 \times 2.7 + 1.2 \times 10}{5.1} = 11.9 \text{ KN/m}$$

$$q_{u \text{ eq}} = \frac{1.2 \times 7.2 + 9.8 \times 2.7 + 1.2 \times 7.2}{5.1} = 8.573 \text{ KN/m}$$

Calcul des moments

ELU

$$M_o = QL^2/8 = 38.68 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85M_o = 32.87 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.3M_o = 11.60 \text{ KN.m}$$

ELS

$$M_o = QL^2/8 = 27.86 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85M_o = 23.68 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.3M_o = 8.35 \text{ KN.m}$$

III-5-3 Ferrailage des escaliers

Béton	$f_{c28}=25 \text{ MPa}$	$\gamma_b = 1.5$	$\sigma_{bc}=14.2 \text{ MPa}$	$c = 2 \text{ cm}$
	$f_{t28}=2.1 \text{ MPa}$	$b = 100 \text{ cm}$	$h= 15 \text{ cm}$	$d=13 \text{ cm}$
Acier	FeE400	$f_e=400 \text{ MPa}$	$\gamma_s = 1.15$	$\sigma_s= 348 \text{ MPa}$

Tableau III.12 : Dimensions et caractéristiques des matériaux.

• Calcul de ferrailage

$$\mu = \frac{M_U}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) / 0,8$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

	Position	Mu (kN.m)	μ	$\mu \leq \mu_l$	A' (cm ²)	α	β	A (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)
Escalier type 1	En travée	3.25	0.013	Oui	0	0.016	0.993	0.72	5HA8=2,51
	Sur appuis	1.14	0.004	Oui	0	0.005	0.998	0.25	5HA8=2,51
Escalier type 2	En travée	32.87	0.136	Oui	0	0.146	0.941	7.72	4HA16=8.04
	Sur appuis	11.6	0.049	Oui	0	0.050	0.98	2.61	4HA10=3.14

Tableau III.13: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée et en appuis.

• Conditions de non fragilité :

Section minimal armatures:

$$A_s \geq A_s^{min} = 0.23bd \frac{f_{28}}{f_e}$$

	Position	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A ≥ A _{mi}	A _{adopt} (cm ²)
Escalier type 1	En travée	0.72	1.56	Non	5HA8=2,51
	En appuis	0.25	1.56	Non	5HA8=2,51
Escalier type 2	En travée	7.72	1.56	Oui	4HA16=8.04
	En appuis	2.61	1.56	Oui	4HA10=3.14

Tableau III.14 : Calcul des sections d'acier de l'escalier

- **rmateur de répartition**

On à $A_{rep} \geq A/4$

	Position	A _{rep} (cm ²)	Choix (cm ²)
Escalier type 1	En travée	0,59	3HA6 = 0,85
	Sur appuis	0.59	3HA6 = 0,85
Escalier type 2	En travée	2.01	4HA8 = 1,57
	Sur appuis	0.785	4HA8 = 2.01

Tableau III.15 : Calcul des armatures de répartition

- **Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2.4.2)**

On doit vérifier :

$S_t \leq \bar{S}_t = \text{Min} \{3h ; 33\text{cm}\}$ pour les armatures longitudinales.

$S_t \leq \bar{S}_t = \text{Min} \{4h ; 45\text{cm}\}$ pour les armatures de répartitions.

	Position	Armatures longitudinales		Armatures de répartitions		S _t ≤ S _t
		S _t (cm)	\bar{S}_t (cm)	S _t (cm)	\bar{S}_t (cm)	
Escalier type 1	En travée	20	33	33.33	45	Oui
	Sur appuis	20	33	33.33	45	Oui
Escalier type 2	En travée	25	33	25	45	Oui
	Sur appuis	25	33	25	45	Oui

Tableau III.16 : vérification de l'espacement.

- **Vérification à l'ELS**

- Position de l'axe neutre : (A' = 0)

$$\frac{by_1^2}{2} - nA(d - y_1) = 0$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y_1^3 + nA(d - y_1)^2$$

Vérification des contraintes

Du béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$

	Escalier type 01		Escalier type 02	
	En Travée	1Sur appuis	En travée	Sur appuis
A (cm²)	2,51	2,51	8.04	3.14
Mser (kN.m)	2.34	0.82	23.68	8.35
Y₁ (cm)	2,76	2,76	4.52	3.05
I (cm⁴)	4648.7	4648.7	11750.5	5608.77
d (cm)	13	13	13	13
σ_{bc}(MPa)	0.13	0.004	0.91	0,45
σ_b ≤ σ_b	Oui	Oui	Oui	Oui

Tableau III.18 : Vérification à l'ELS.

- **Vérification de l'effort tranchant :** d'après le BAEL91 Article (A.5.1)

- Fissuration peu préjudiciable $V_u = \frac{p_u l}{2}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \tau_{lim} = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right)$$

	V _u (kN)	τ _u (MPa)	τ _{lim} (MPa)	τ _u ≤ τ _{lim}
Escalier type 1	10.2	0.078	3,33	Oui
Escalier type 2	34.68	0,266	3,33	Oui

Tableau III.19 : Vérification de l'effort tranchant.

III-5-3 Schéma de ferrailage

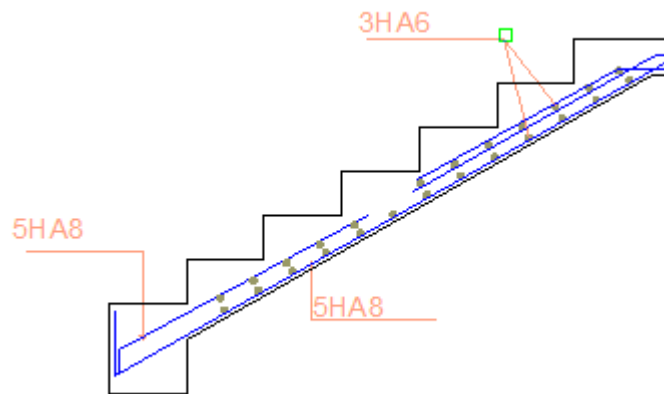


Figure III.12 : Ferrailage d'escalier type 1.

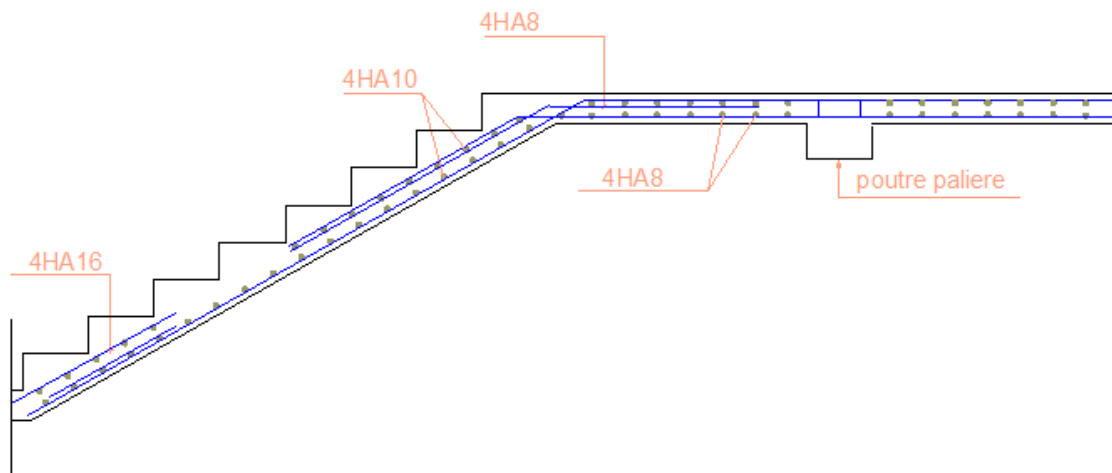


Figure III.12 : Ferrailage d'escalier type 2

III-6 Calcul de poutre palière

La poutre palière est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion

- Calcul des sollicitations

- à l'ELU

-Sollicitation

Poids propre de la poutre : $0.35 \times 0.30 \times 25 = 2.625 \text{KN/ml}$

Poids du mur : $2.48 \times (3.40 - 1.70 - 0.35) = 3.1 \text{KN/ml}$

Réaction des paliers et paillasse : $R = 17.90 \text{KN/ml}$

-Combinaisons de charges

$$q_u = 1.35G + R_2 = 1.35 \times (2.625 + 3.1) + 17.90; q_u = 25.62 \text{ KN/ml}$$

-les moments

Le moment isostatique : $M_0 = (q_u \times L^2) / 8 = 34.33 \text{ KN.m}$

Le moment en travée : $M_t = 0.85 M_0 = 29.18 \text{ KN.m}$

Le moment sur appui : $M_a = 0.3 M_0 = 10.30 \text{ KN.m}$

➤ **à l'ELS**

-Sollicitation

Poids propre de la poutre : $0.35 \times 0.30 \times 25 = 2.625 \text{ KN/ml}$

Poids du mur : $= 2.80 \text{ KN/ml}$

Réaction des paliers et paillasse : $R = 17.90 \text{ KN/ml}$

- Combinaison de charge

$$q_s = G + R \Rightarrow q_s = 23.33 \text{ KN/ml}$$

-les moments

Le moment isostatique : $M_0 = (q_s \times L^2) / 8 = 31.75 \text{ KN.m}$

Le moment sur appui : $M_a = 0.3 M_0 = 9.53 \text{ KN.m}$

• **Calcul des armatures longitudinales (flexion simple)**

On utilise les formules suivantes :

$$\mu = M_u / b d^2 f_{bc}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$A_s = M_u / d \beta \sigma_s$$

$$A_{min} = (0.23 b d f_{t28}) / f_e$$

Les résultats obtenus données par le tableau suivant :

Section	b (cm)	d (cm)	M _u (KN.m)	α	β	A _s min	A _s (cm ²)	A adopte
Travée	30	32	29.18	0.080	0.937	1.16	2.79	3HA12=3.39
Appui	30	32	10.30	0.1719	0.931	1.16	0.99	3HA12=3.39

Tableau III.20: résultats du calcul du ferrailage de la poutre palière.

• Vérification à l'E.L.U

-Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 1.16 cm^2$$

$$A_{adopté} \geq A_{min} \dots\dots\dots CV$$

-Vérification de la contrainte tangentielle du béton

$$\bar{\tau}_u = \min (0.2 f_{c28}, 5 MPa)$$

$$V_u = q_u \frac{L}{2} = \frac{25.22 \times 3.15}{2} = 39.72 KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.413 MPa$$

$$\tau_u = 0.413 MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.33 MPa \dots\dots\dots CV$$

• Vérification à l'E.L.S

-Contrainte maximale du béton

En travée: $\alpha = 0.089$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.08$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \left(\frac{f_{c28}}{100} \right) = 0.29$$

$$\alpha = 0.03 \leq 0.29$$

-Vérification de la flèche

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{315} = 0.11 \geq 0.062 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.11 \geq 0.085 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0035 \leq 0.01 \dots\dots\dots CV$$

- **Les armatures transversales**

-Choix du diamètre

On a:

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{350}{30}; \frac{300}{10}; 12\right) = 12mm$$

Donc on prend $\phi_t = 8mm$

-L'espacement entre les cadres

$$S_t \leq \min(0.9d; 40) = 28.8cm$$

$$S_t = 25cm$$

- Calcul de la section des armatures transversales

$$\frac{A_t F_e}{b S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4MPa\right) = 0.4MPa$$

$$A_t \geq \frac{0.4b S_t}{F_e} = 0.75cm^2$$

Soit:

$$A_t = 4HA8 = 2.01cm^2 \geq 0.75cm^2$$

-L'espacement d'après le BAEL91

$$S_{t1} \leq \min(0.9d; 40cm) = 28.8cm$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t F_e}{0.4b} = 57.4cm$$

$$S_t = \min(S_{t1}; S_{t2}) = 28.8cm$$

-L'espacement d'après exigé par l'RPA

- ❖ **En zone nodale**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4, 12\phi}\right) \Rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 * 1.2\right) = 8.75cm$$

On adopte $S_t = 8cm$

- ❖ **En zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{35}{2} \Rightarrow S_t \leq 17.5$$

On adopte $S_t = 15cm$

-La section minimale des armatures selon l'RPA

$$A_{tmin} = 0.003S_t b = 0.003 \times 150 \times 35 = 1.57cm^2$$

$$A_{tmin} = 1.57cm^2 < 2.01$$

• **Calcul à la torsion**

A l'état limite ultime (ELU) le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle vis-à-vis de la torsion.

La torsion, on prend seulement la partie creuse (Ω) qui égale à:

$$\Omega = (b - e)(h - e)$$

Ω : L'air du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi fictive.

e: Epaisseur de la paroi en point ou on l'on calcule.

D'où:

$$e = \frac{b}{6} = 5cm \Rightarrow \Omega = (30 - 5)(35 - 5) = 750cm^2$$

Le couple de torsion est: $M_t = \frac{Cl}{2} = V_u \times 0.1 \times \frac{l}{2} \Rightarrow M_t = 6.87KN.m$

La contrainte tangente due au couple de torsion:

$$\tau_t = M_{tmax}/2\Omega b_0 \quad (\text{BAEL91})$$

Donc: $\tau_t = \frac{29.18 \times 10^6}{2 \times 750 \times 10^2 \times 300} \Rightarrow \tau_t = 0.64MPa$

-Vérification de la contrainte tangentielle

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right\} = 3.33MPa$$

$$\tau_u^2 + \tau_t^2 = 0.433^2 + 0.64^2 = 0.597MPa < \bar{\tau}_u^2 = 3.33^2 = 11.09MPa \dots \dots \dots CV$$

-Armatures longitudinales

$A_t = U \times M_t / (2 \times \Omega \times \sigma_s)$; Avec: U: périmètre

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 110m$$

$$A_t = \frac{110 \times 26.99 \times 10^6}{2 \times 75000 \times 348} = 3cm^2$$

Donc on prend 4HA12 avec $A_t = 4.52cm^2$

-Armatures transversales

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_t}{2\Omega\sigma_s} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{18.23 \times 10^6}{2 \times 11419 \times 348} = 0.023cm$$

- Armatures transversales dû à l'effort tranchant

On à: $\tau_u = 0.433MPa$

$$\frac{A_{t2}}{S_t} = \frac{b(\tau_u - 0.3f_{t28}K)}{0.9f_e}$$

K=0.8

$$\frac{A_{t2}}{S_t} = \frac{0.3(0.433 - 0.3 \times 2.1 \times 0.8)}{0.9 \times 400} = 0.006cm$$

$$\frac{A_{t2}}{S_t} = \left[\frac{A_t}{S_t} \right]_v + \left[\frac{A_t}{S_t} \right]_t \Rightarrow \frac{A_{t2}}{S_t} = 0.006 + 0.0230 = 0.03cm$$

$$\frac{A_t}{S_t} = 0.03cm$$

$$S_t \leq \min(0.9d; 40cm) \Rightarrow S_t \leq \min(28.8cm; 40cm) = 28.8cm$$

On adopte un espacement de 25 cm donc: $A_t=0.75cm^2$

Donc on prend 4HA8 avec $A_t=2.01 cm^2$

-Schéma de ferrailage

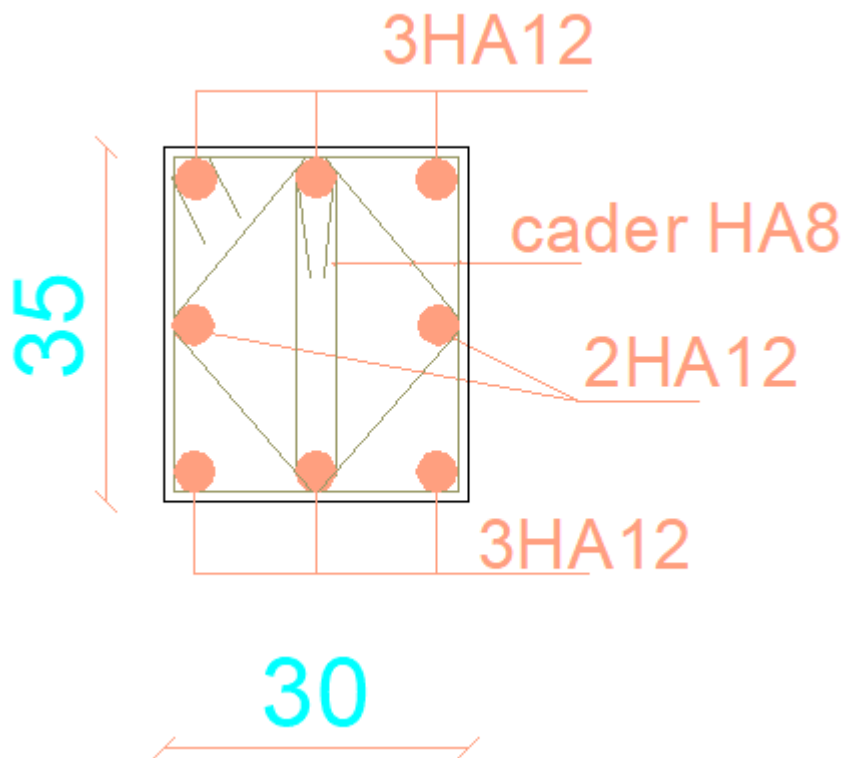


Figure III.13: ferrailage de la poutre palière

Chapitre IV

ETUDE SISMIQUE

IV-1 Introduction

L'actualité montre régulièrement que les tremblements de terre entraînent des pertes en vies humaines, la destruction du patrimoine immobilier et des moyens de production, affectant notablement l'activité économique de la région touchée. Ces effets sont dus principalement à l'effondrement des constructions. Il est donc essentiel de prévenir les dommages sismiques graves en construisant des ouvrages capables de résister aux séismes, et doit être justifié selon les règles parasismiques algériennes R.P.A.99 version 2003.

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure existante.

IV-2 Objectifs de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

IV-3 Calcul dynamique du bâtiment [31]

Plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée ; le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par trois méthodes :

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

a- Méthode statique équivalent

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Remarque

Pour l'étude de notre projet, selon **RPA99/version 2003** la méthode statique équivalente est applicable car : [37]

- La structure est implantée en Zone I, et elle ne dépasse pas 65m de hauteur.
- Elle est régulière en élévation et en plan.

a-1 Principe de la méthode

Chapitre IV ETUDE SISMIQUE

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 au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

a-2 Données de l'ouvrage

Notre ouvrage étant un bâtiment :

- A usage multiple, implanté dans la wilaya de Khenchela (**Zone I**).
- Ayant une hauteur totale de 36.04 m, il sera classé au groupe d'usage **2**.
- La catégorie du site est **S2** (site ferme).

a-3 Calcul de la force sismique totale : [38]

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

$$\text{Donné par : } D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^2 & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^2(3.0/T)^5 & T \geq 3.0s \end{cases}$$

• T_2 période caractéristique, associée à la catégorie du site.

• η : **Facteur de correction d'amortissement** donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement.

Q : facteur de qualité.

R : coefficient de comportement.

➤ **Dans notre cas**

$$\zeta = 7\% \Rightarrow \eta = 0.88 > 0.7$$

$$A = 0.1 \text{ [39]}$$

$$R = 4 \text{ (structure mixte avec interaction portique-voile). [40]}$$

T1 = 0.15 [41]

T2 = 0.40 (site S2).

Q = 1.15 [42]

b- Hypothèses de calcul

- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

Dans notre cas on va appliquer la méthode dynamique (méthode statique équivalent) en utilisant le logiciel de calcul "Autodesk Robot-2014".

c- Présentation du logiciel

Robot auto desk 2014 est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une variété très large de structures.

Ce système qui est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur:

- Il donne plusieurs possibilités de création du modèle.
- Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure.
- Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position "vérifier structure"

Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moment fléchissant M, effort tranchant T, efforts normales, contraintes...)

d- Etapes de modélisation

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- Choix du plan de travail : notre structure est un modèle tridimensionnel ;
- Choix de l'unité du travail ; KN et m ;
- Création graphique du modèle en utilisant l'interface du Robot auto-desk-2014
- Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres, les voiles et les dalles pleines par des panneaux.
- On introduit les propriétés du matériau utilisé: les propriétés du béton.
- On introduit les propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé.
- On introduit les conditions aux limites.

Détermination des charges : pour notre cas, on a trois types :

- **Charge permanente G**: due au poids total de la structure et elle est distribuée par les planchers aux poutres principale et secondaire.
 - **Charges d'exploitation Q**: les charges d'exploitation distribuées par les planchers aux poutres.
 - **Les forces sismiques E** : dues aux masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau après l'introduction du spectre de réponse dans les trois directions (X, Y et Z).
- ◆ Détermination des combinaisons de charges ;
 - ◆ Verifications des erreurs;
 - ◆ Lancement de l'analyse;
 - ◆ Interpretation des résultats;
 - ◆ Détermination du spectre de réponse.

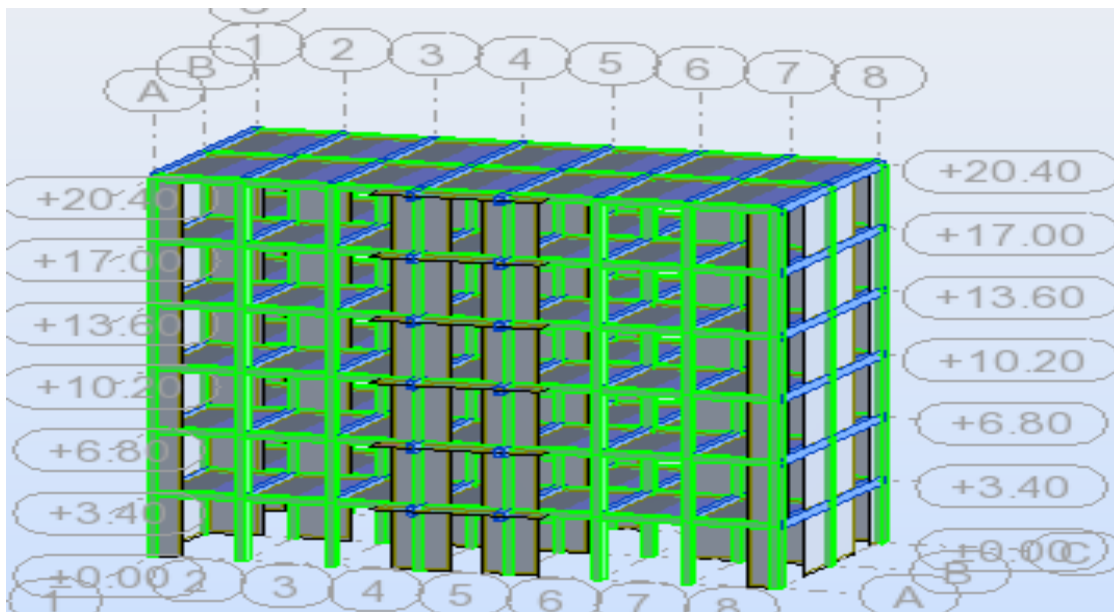


Figure IV.1: modèle de la structure en tridimensionnelle.

IV-4 Nombre de mode à considérer

D'après le RPA99/version2003 [43]:

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 de l'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.
- Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

- Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

IV-5 Modélisation

Notre structure est régulière en plan donc d'après l'RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.2.b), on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encastré à la base avec des masses concentrées au niveau des centres du nœud maître de la structure (notion de diaphragme).

➤ **Détermination des paramètres des combinaisons d'action**

ELU : $1,35 \times G + 1,5 \times Q$

ELS : $G + Q$

ACC : $G + Q \pm 1,2 \times E$

ACC : $G + Q \pm E$

ACC : $0,8 \times G \pm E$

IV-5-1 Dispositions des voiles

Les différentes variantes sont les suivantes :

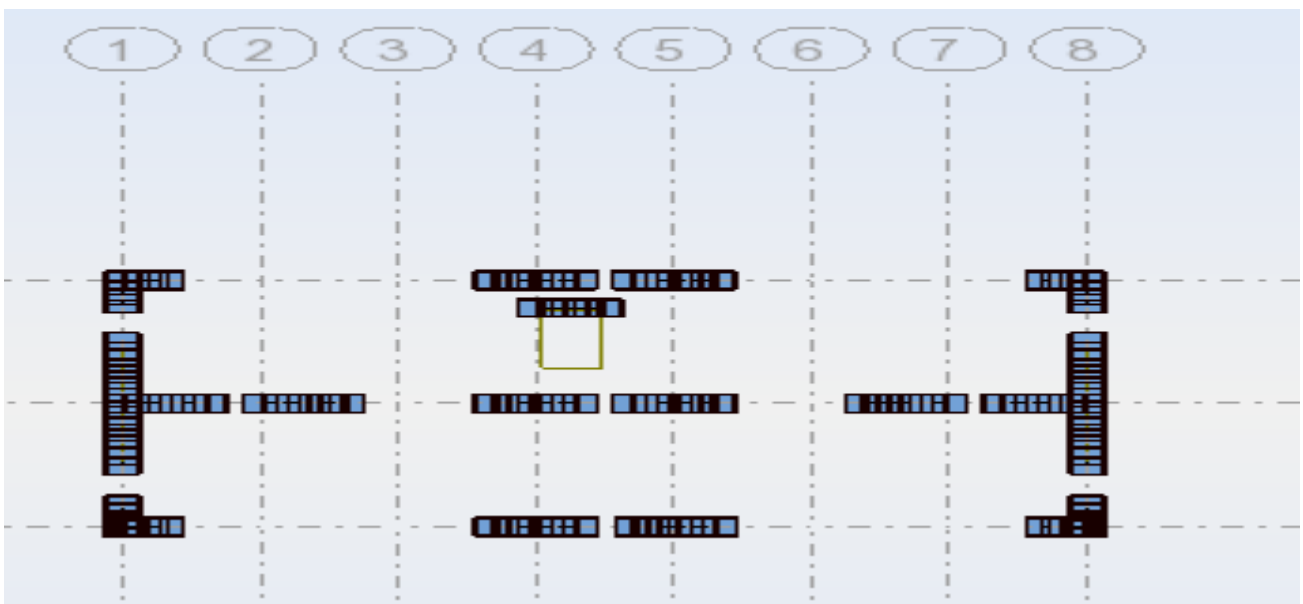


Figure IV.2: la disposition des murs voiles.

➤ **Vérification de la période**

D'après RPA99/V2003 article 4.2.4 page 30, la valeur de T_{dyn} calculée par la méthode numérique ne doit pas dépasser la valeur T_e estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec :

h_N :Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu’au dernier niveau N .

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4-6 du RPA99/version2003 page 30.

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

- **Pour le sens longitudinal**

$H_N = 18.36$ m, $d = 22.05$, $C_T = 0,05$

$$T_e = 0,05 \times \left(18.36^{\frac{3}{4}} \right) = 0.44 \text{ sec}$$

$$T_x = \frac{0.09 \times 18.36}{\sqrt{22.05}} = 0,35 \text{ sec}$$

Alors: $T = \min (0,44 \text{ s}, 0,35 \text{ s})$

Donc : **$T = 0,35$ s**

- **Pour le sens transversal**

$H_N = 18.36$ m et $d = 10.60$ m, $C_T = 0.05$

$$T_e = 0,05 \times \left(18.36^{\frac{3}{4}} \right) = 0.44 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 18.36}{\sqrt{10.60}} = 0,51 \text{ sec}$$

$T = \min (0,44 ; 0,51)$

Donc **$T = 0,44$ s**

Nous avons :

$$1.3 \times T_y = 1.3 \times 0.35 = 0.46 \text{ sec} \geq T_{\text{dyn},y} = 0.38 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$1.3 \times T_x = 1.3 \times 0.44 = 0.58 \text{ sec} \geq T_{\text{dyn},x} = 0.36 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{cv}$$

IV-5-2 Poids total de la structure : Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3)

Il faut prendre la totalité des charges permanentes avec une fraction β des charges d’exploitations d’après le **tableau 4.5 de RPA 99 / version 2003**.

W : poids total de la structure.

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

Chapitre IV ETUDE SISMIQUE

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitations.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation et donnée par le **tableau 4.5 du RPA 99 / version 2003**.

Pour notre type de Bâtiment d'habitation et... : $\beta = 0,20$.

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, les masses sont calculées par le logiciel **Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2017**.
4082252,03

N° Etage	Masse [kg]
Etage 5	535720.66
Etage 4	526023.66
Etage 3	524369.01
Etage 2	526023.66
Etage 1	526023.66
RDC	524369.01
$\sum_{i=1}^n W_i$	3162529.66

IV-5-3 Nombre des modes considérées

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des 2 directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives soit supérieure à 90% au moins de la masse totale de la structure (le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée). Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 modes.

Le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \cdot \sqrt{N}$$

Avec : N : le nombre de niveaux au-dessus du sol ($N = 6$ niveaux).

$$K \geq 3 \cdot \sqrt{8} \Rightarrow K \geq 8$$

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Nature	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0.38	72.99	0.00	Trans X	72.99	0.00
2	0.36	72.99	72.66	Trans Y	0.00	72.66
3	0.25	73.04	72.66	Torsion	0.05	0.00
4	0.12	73.04	87.43	/	0.00	14.77
5	0.11	87.40	87.43	/	0.00	0.00
6	0.08	87.41	91	/	0.01	3.57
7	0.07	87.41	91.14	/	0.00	0.14
8	0.07	87.41	91.15	/	0.00	0.01
9	0.07	87.41	91.23	/	0.00	0.08
10	0.07	87.41	91.23	/	0.00	0.00
11	0.07	87.41	91.68	/	0.00	0.45
12	0.07	87.41	91.68	/	0.00	0.00
13	0.07	87.42	91.68	/	0.00	0.00
14	0.07	90.01	94.01	/	0.00	0.01
15	0.07	90.04	94.01	/	0.00	0.01

Figure IV.1: Périodes et facteurs de participation (Résultats Robot 2014).

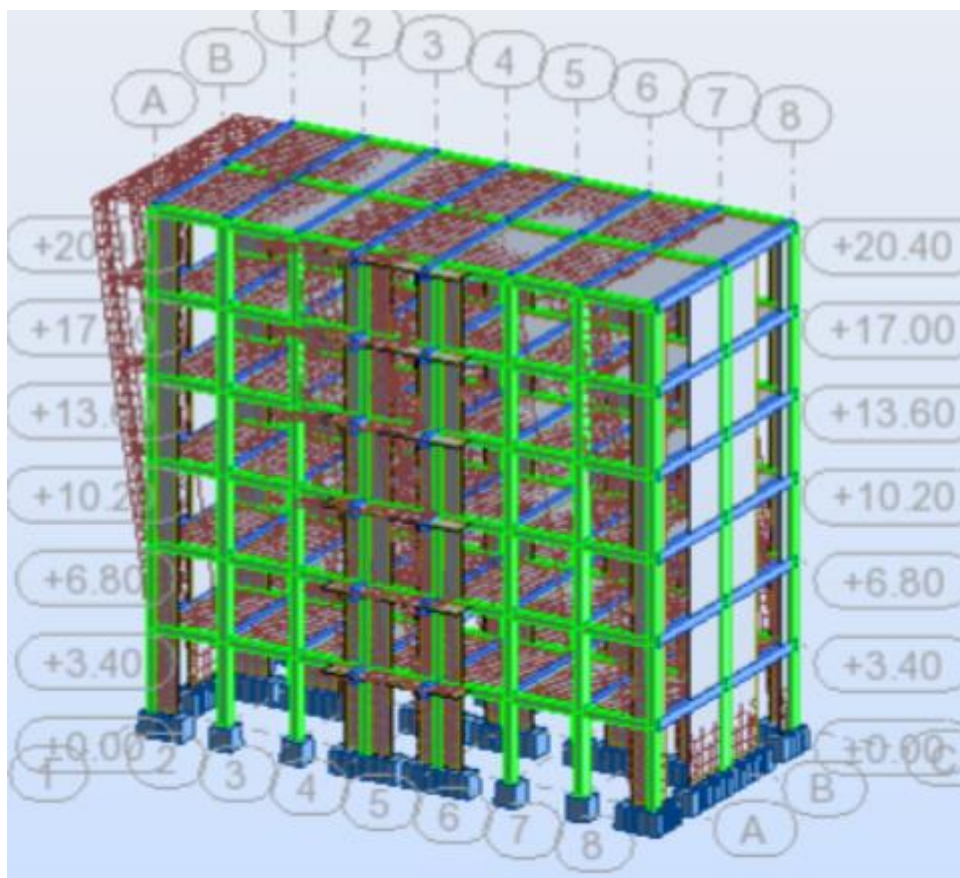


Figure IV.3: 1^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : 3D (résultats de robot 2014).

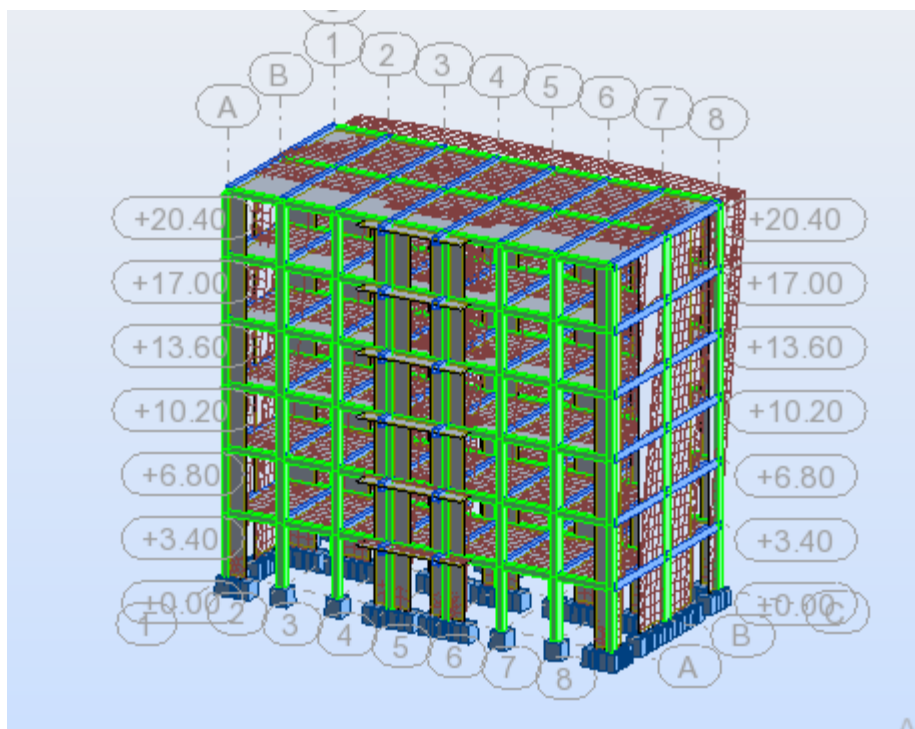


Figure IV.4: 2^{em}e mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : 3D (résultats de robot 2014).

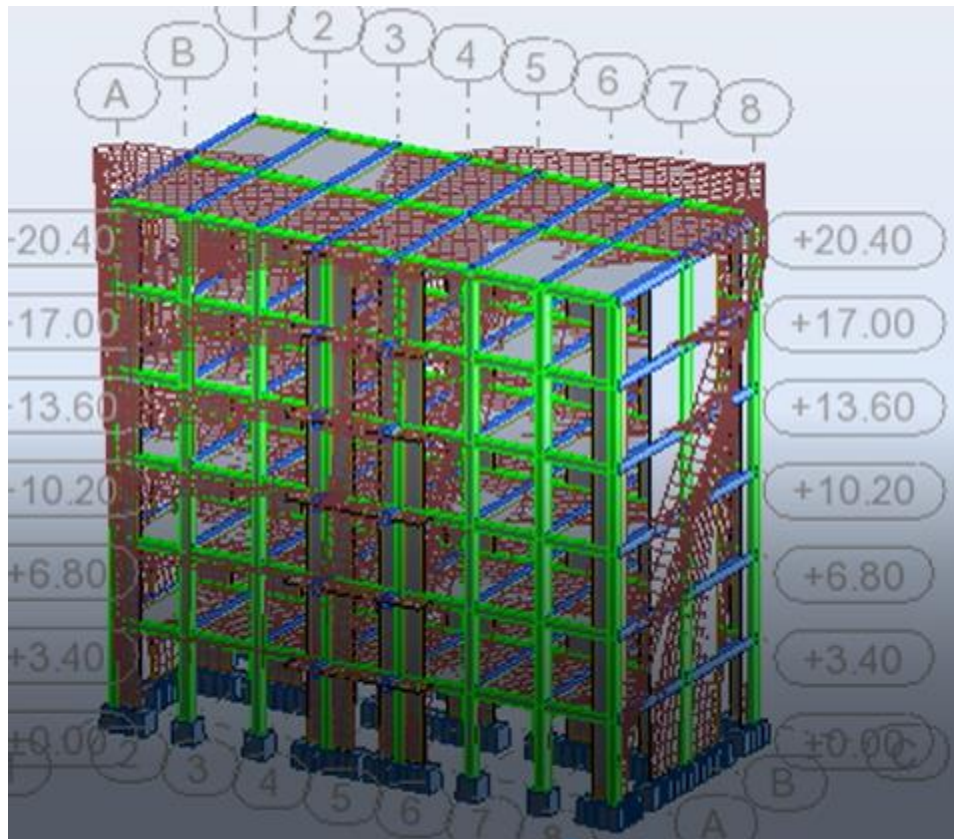


Figure IV.5: 3^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : 3D (résultats de robot 2014).

IV-6 L'excentricité

A- L'excentricité théorique

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, donnée par les formules suivant :

$$e_x = |X_{CT} - X_{CM}|$$

$$e_y = |Y_{CT} - Y_{CM}|$$

Avec:

e_x : excentricité théorique suivant x.

e_y : excentricité théorique suivant y.

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	e_{x0} [m]	e_{y0} [m]	e_{x2} [m]	e_{y2} [m]
5/ 1	Etage 1	193771,13	11,02 6,30 1,53	11,02 6,51 2,52	0,00	0,21	1,10	0,59
5/ 2	Etage 2	193771,13	11,02 6,30 4,59	11,02 6,51 5,58	0,00	0,21	1,10	0,59
5/ 3	Etage 3	193771,13	11,02 6,30 7,65	11,02 6,51 8,64	0,00	0,21	1,10	0,59
5/ 4	Etage 4	193771,13	11,02 6,30 10,7	11,02 6,51 11,7	0,00	0,21	1,10	0,59
5/ 5	Etage 5	196921,97	11,04 6,35 13,7	11,02 6,51 14,7	0,01	0,15	1,10	0,59
5/ 6	Etage 6	206007,29	11,02 6,25 16,8	11,02 6,45 17,8	0,00	0,20	1,10	0,59

Figure IV.6: Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.

Chapitre IV ETUDE SISMIQUE

B/ L'excentricité accidentelle

L'article 4.3.7 du RPA99/version2003 page 35 impose dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculé, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05L$ (L étant la dimension de plancher perpendiculaire à la direction de d'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Nous aurons alors :

L'excentricité accidentelle est fixée par RPA99/version2003 à 5%, d'où :

$$ex(\text{acc}) = 0,05L_x \text{ avec } L_x = 22,05 \text{ m} \rightarrow ex(\text{acc}) = 1,1 \text{ m}$$

$$ey(\text{acc}) = 0,05L_y \text{ avec } L_y = 10,60 \text{ m} \rightarrow ey(\text{acc}) = 0,59 \text{ m}$$

$$ex_{th} = X_{cm} - X_{cr} \quad ex_{acc} = 5\% * L_x \quad ex = \text{Max} (ex_{th} , ex_{acc})$$

$$ey_{th} = Y_{cm} - Y_{cr} \quad ey_{acc} = 5\% * L_y \quad ey = \text{Max} (ey_{th} , ey_{acc})$$

On doit avoir : $ex \leq 0,15 L_x$ et $ey \leq 0,15 L_y$

Niveau	ex th (m)	ey th (m)	ex acc (m)	ey acc (m)	ex (m)	ey (m)
RDC	0,00	0,21	1,10	0,59	1,10	0,59
ETAGE 1	0,00	0,21	1,10	0,59	1,10	0,59
ETAGE 2	0,00	0,21	1,10	0,59	1,10	0,59
ETAGE 3	0,00	0,21	1,10	0,59	1,10	0,59
ETAGE 4	0,01	0,15	1,10	0,59	1,10	0,59
ETAGE 5	0,00	0,2	1,10	0,59	1,10	0,59

Lx (m)	0,15Lx (m)	Ly (m)	0,15Ly (m)	ex < 0,15Lx	ey < 0,15Ly
22,1	3,31	10,6	1,59	cv	cv
	3,31		1,59	cv	cv
	3,31		1,59	cv	cv
	3,31		1,59	cv	cv
	3,31		1,59	cv	cv
	3,31		1,59	cv	cv

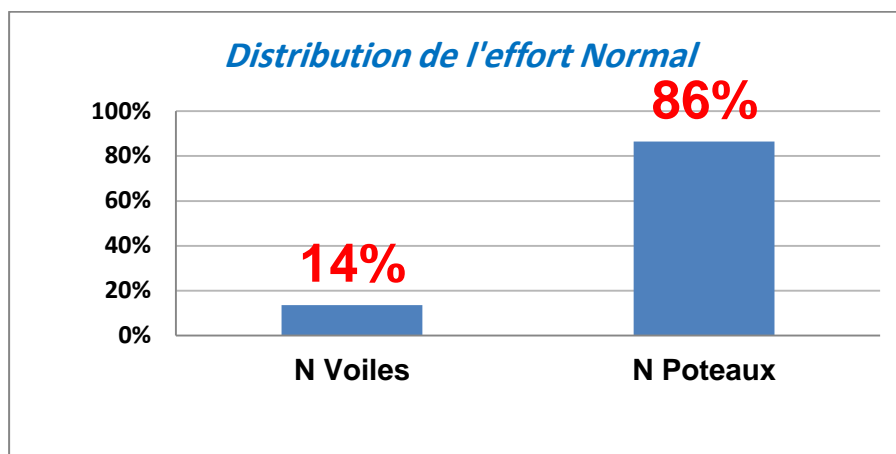
IV-7 Calcul de l'action sismique

1-Vérification du système de contreventement

On a proposé Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé. et d'après RPA99/V2003 article 3.4.A les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations due aux charges horizontales.

Valeur de coefficient de comportement : $R = 4$.

- Sollicitation due aux charges verticales



- ✓ Les sollicitations verticales totales de poteau : 86%
- ✓ Les sollicitations verticales totales de voile : 14%

Donc : $14\% < 20\%$ **La condition est vérifiée**

D'après ce résultat, la structure est assurée par un contreventement mixte (poteaux –voiles) comme il été estimé.

2- Vérification de la résultante des forces sismiques par rapport à la méthode statique équivalente [44]

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalent V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t \leq 0,80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport $0.8V/V_t$.

$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W$$

$$\zeta=7\% \Rightarrow \eta = 0,88 > 0,7$$

$$A = 0.1 \text{ [39]}$$

$$R = 4 \text{ [40]}$$

$$T1 = 0.15 \text{ [45]}$$

$$T2 = 0.40 \text{ (site S2).}$$

$$Q = 1.15 \text{ [46]}$$

- **Pour le sens longitudinal :**

$$T = 0,38 \text{ s}$$

$$T_2 (S_2)=0,4\text{s}$$

$$\text{On a : } 0 \leq T \leq T_2$$

$$\rightarrow D_x = 2,5 \eta$$

$$\text{Donc : } D_x = 2,5 \times 0,882$$

$$\text{Soit : } D_x = 2.2$$

- **Pour le sens transversal :**

$$T = 0,36 \text{ s}$$

$$T_2 (S_2)=0,4\text{s}$$

$$\text{On a : } 0 \leq T \leq T_2$$

$$\rightarrow D = 2,5 \eta$$

$$D_y = 2,5 \times 0,882$$

$$\text{Soit: } D_y = 2.2$$

W : poids de la structure qui est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) par la formule:

$$W = W_i \text{ avec } W_i = WGi + \beta WQi$$

WGi : poids dû aux charges permanentes

WQi : la charge d'exploitation

β : coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA)

Pour un bâtiment multipel $\beta = 0.20$.

$$W(t) = 1178013,79 \text{ Kg} = 11780,14 \text{ KN}$$

L'effort tranchant à la base donné par la méthode statique équivalente vaut alors :

- **Effort tranchant a la base dans le sens x :**

$$V_x (\text{stat}) = A.D.Q.W/R = 682,80 \text{ KN}$$

$$0,8 V_x = 546,24 \text{ KN}$$

- Effort tranchant a la base dans le sens y :

$$V_y (\text{stat}) = A.D.Q.W/R = 585,22 \text{ KN}$$

$$0,8 V_Y = 468,17 \text{ KN}$$

- $V_X (\text{dyn}) = 639,43 \text{ KN}$
- $V_Y (\text{dyn}) = 533,86 \text{ KN}$

❖ Vérification

$$V_{dy} \geq 0.80 V_{st}$$

a) Sens longitudinal

$$639,43 > 546,24 \text{ C.V}$$

b) sens transversal

$$533,86 > 468,17 \text{ C.V}$$

4- Vérification les déplacements

Calcul des déplacements relatifs horizontaux

D'après l'article 4.4.3 du RPA99/v 2003 :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ck} \quad -$$

δ_{ck} : Déplacement dû aux forces sismique F_i -

R : coefficient de comportement = 4 -

Δ_K : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à .

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

Niveaux	hk (cm)	Dans le sens X-X			Dans le sens Y-Y		
		dr UX (cm)	1%hk (cm)	Observation	dr UY (cm)	1%hk (cm)	Observation
RDC	340	0,1	3.40	<i>vérifiée</i>	0,2	3.40	<i>vérifiée</i>
ETAGE 1	340	0,2	3.40	<i>vérifiée</i>	0,4	3.40	<i>vérifiée</i>
ETAGE 2	340	0,3	3.40	<i>vérifiée</i>	0,4	3.40	<i>vérifiée</i>
ETAGE 3	340	0,3	3.40	<i>vérifiée</i>	0,5	3.40	<i>vérifiée</i>
ETAGE 4	340	0,3	3.40	<i>vérifiée</i>	0,4	3.40	<i>vérifiée</i>
ETAGE 5	340	0,2	3.40	<i>vérifiée</i>	0,4	3.40	<i>vérifiée</i>

TableauIV.2 : Déplacements absolus pour sens longitudinal et transversal.

Vérification à l'effort normal réduit

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$V = N_d / B \cdot f_{c28} \leq 0.3$$

Où

- N_d désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;
- B est l'aire (section brute) de cette dernière
- f_{c28} est la résistance caractéristique du béton

Poteau (30X45) cm ;

Nouvelle vérification de l'effort normal réduit des poteaux :

	Nu (N)	a (mm)	b (mm)	B (mm ²)	V	Observation
Poteau 35X45	1139265	300	450	135000,00	0,29	Vérifiée

5-Justification de l'effet P.Δ

L'effet du second ordre (ou effet de P-Δ) peut être négligé lorsque la condition

Suivante est satisfaisante à tous les niveaux : **L'article 5.9 du RPA99/version2003 page 37**

$$\Theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0,10$$

Avec :

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au-dessus de
- 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 .

Niveau	h_k (m)	W_k (kN)	P_k (kN)	V_k (kN)	Δ_k (cm)	Δ_k (m)	Θ_k	condition
RDC	3,40	1967	1967	658654	0,100	0,001	0,00	vérifiée
ETAGE 1	3,40	1967	3933	628098	0,200	0,002	0,00	vérifiée
ETAGE 2	3,40	1967	5900	568025	0,300	0,003	0,00	vérifiée
ETAGE 3	3,40	1967	7866	483386	0,300	0,003	0,00	vérifiée
ETAGE 4	3,40	1998	9864	370122	0,300	0,003	0,00	vérifiée
ETAGE 5	3,40	2089	11953	213448	0,200	0,002	0,00	vérifiée

TableauIV.3 : Vérification de l'effect P- Δ sens longitudinal.

Niveau	hk (m)	Wk (kN)	Pk (kN)	Vk (kN)	Δk (cm)	Δk (m)	Θk	condition
RDC	3,40	1967	1967	552212	0,20	0,002	0,00	vérifiée
ETAGE 1	3,40	1967	3933	526145	0,40	0,004	0,00	vérifiée
ETAGE 2	3,40	1967	5900	477393	0,40	0,004	0,00	vérifiée
ETAGE 3	3,40	1967	7866	406655	0,50	0,005	0,00	vérifiée
ETAGE 4	3,40	1998	9864	313462	0,40	0,004	0,00	vérifiée
ETAGE 5	3,40	2089	11953	184429	0,40	0,004	0,00	vérifiée

TableauIV.4 : Vérification de l'effet P- Δ sens transversal.

- **Remarque**

Les coefficients Θk sont inférieurs à 0.10, donc l'effet **P- Δ** peut être **négligé** pour les deux sens.

Conclusion

Après toutes ces verifications on peut dire que notre structure est une structure parasismique .

Les résultat obtenus pour le logiciel ROBOT 2018 (différentes sollicitation des éléments principaux) seront utilisés pour calcules les armatures de ces elements ce qui va venir dans notre prochain chapitre (calcul des elements principaux).

CHAPITRE V
CALCUL DES ELEMENTS
STRUCTURAUX

V-1 Introduction

Connaissant les sollicitations auxquelles sont soumises les différents éléments structuraux de notre ouvrage, il est maintenant possible de procéder au ferrailage de ces éléments. Le ferrailage des éléments résistants s'effectuera selon le règlement BAEL 99 et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 99/ Version 2003).

Les objectifs du ferrailage sont la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

V-2 Hypothèses

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications suivantes :

- ✓ La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque type des poteaux, ou l'on adopte généralement le même ferrailage pour les poteaux du même niveau.
- ✓ Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque travée.
- ✓ La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par l'RPA.

V-3 Ferrailage des portiques

V-3-1) Les poutres

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné que les efforts normaux correspondant aux moments fléchissant maximaux sont considérés très faibles.

V-3-1-1 combinaisons des charges

Les combinaisons d'actions à pour le ferrailage des poutres sont en fonction du type des sollicitations, et nous distinguons les combinaisons les plus défavorables :

❖ Etat limite ultime

Le dépassement de ces états limites risque d'entraîner des désordres graves jusqu'à la ruine de l'ouvrage. La combinaison des états limites ultimes est donnée par : $1,35G + 1,5Q$.

❖ Etat limite de service

Cet état sert à vérifier la durabilité de la structure ; Il correspond au mode d'exploitation de la structure dans les conditions normales. La combinaison de charges est donnée par

la relation : $G + Q$.

❖ Etat accidentelle

Ces états servent pour une vérification en termes de durabilité de la structure. ces états correspondent au mode d'exploitation de la structure dans des conditions normales. la combinaison des charges est donnée par la relation :

$$G+Q \pm E \dots\dots\dots \text{Selon RPA99/V2003}$$

$$0,8G \pm E \dots\dots\dots \text{Selon RPA99/V2003}$$

Donc les poutres seront ferrillées suivant les combinaisons :

1. E.L.U : $1,35G + 1,5Q \dots\dots\dots$ Selon BAEL 99.
2. Accidentels : $G+Q \pm E \dots\dots\dots$ Selon RPA99/V2003.
3. Accidentels : $0,8G \pm E \dots\dots\dots$ Selon RPA99/V2003.

➤ Pour les poutres dans l'axe X :

$$G + Q \pm EY$$

$$0,8G \pm EY$$

➤ Pour les poutres dans l'axe Y :

$$G + Q \pm EX$$

$$0,8G \pm EX$$

Pour les combinaisons fondamentales et accidentelles, on prend le moment maximum de chaque portique de chaque étage et on vérifie avec la combinaison **ELS**.

V-3-1-2 Recommandation du RPA99/2003

✓ Armatures longitudinales [47]

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section. $A_{min} = 0,005 \times S \times b$;

-Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

– 4% en zone courante ;

– 6% en zone de recouvrement.

- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone I.

✓ Armatures transversales [48]

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$ Avec :

b : largeur de la poutre ;

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $S_t \leq \min (h/4; 12\Phi I^{\min})$ en zone nodale ;

Chapitre V Calcul des Eléments Structuraux

- $St \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Avec : h : hauteur de la poutre

Φl : valeur du plus petit diamètre des armatures longitudinales utilisé et dans le cas d'une Section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers Comprimés.

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

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd \Rightarrow \text{pour les armatures tendues [49]}$$

V-3-1-3 Sollicitations de calculs

Pour notre projet on a deux types de poutres à étudier :

- Poutres principales (30×45) ;
- Poutres secondaires (30× 35).

Niveau	Combinaisons	Les sollicitations	Poutre principale		Poutre secondaire	
			Appuis	Travée	Appuis	Travée
Etage	ELU	M_{max} [kN.m]	63.56	53.17	29.57	28.56
	ELS	M_{max} [kN.m]	45.43	37.86	21.14	20.35
	Accidentelle	M_{max} [KN.m]	52.01	37.15	30.63	20.02
	Effort tranchant T [kN]		71.13		63.69	
terrasse	ELU	M_{max} [kN.m]	50.74	52.32	26.77	28.59
	ELS	M_{max} [kN.m]	36.83	38.12	19.53	20.81
	Accidentelle	M_{max} [KN.m]	41.03	37.38	23.71	19.97
	Effort tranchant T [kN]		63.32		39.96	

Tableau V.1 : Sollicitations des poutres.

V-3-1-4 Exemple de calcul

➤ Armatures longitudinales

Suivant le RPA

- Poutres principales : $A_{min} = 0.005 \times 45 \times 30 = 6.75cm^2$
- Poutres secondaires : $A_{min} = 0.005 \times 35 \times 30 = 5.25cm^2$

Suivant le BAEL

- Poutres principales :

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 42.5 = 1.53cm^2$$

- Poutres secondaires:

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 32.5 = 1.18cm^2$$

En travée

- **ELU**

$$M_{ut}=52.32KN.m$$

$$\mu = M_u / (b.d^2.f_{bu}^2)$$

$$\mu = 52.32 \times 10^3 / (30 \times 42.5^2 \times 14.2) = 0.067 < m_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$a = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0.086$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.965$$

$$A_{cal} = \frac{M_{ut}}{\sigma_s \beta d} = \frac{52.32 \times 10^3}{348 \times 0.965 \times 42.5} = 3.66cm^2$$

- **ELA**

$$M_{acc.t} = 37.38KN.m$$

$$\mu = M_u / (b.d^2.f_{bu}^2)$$

$$\mu = 37.38 \times 10^3 / (30 \times 42.5^2 \times 18.5) = 0.048 < m_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$a = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0.061$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.975$$

$$A_{cal} = \frac{M_{ut}}{\sigma_s \beta d} = \frac{37.38 \times 10^3}{400 \times 0.975 \times 42.5} = 2.59cm^2$$

$$A_t^{acc} = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{min}) = 6.75cm^2$$

$$\text{On adopter: } A_{st} = 6HA12 = 6.79cm^2$$

Sur appuis

- **ELU**

$$M_{ut}=50.74KN.m$$

$$\mu = M_u / (b.d^2.f_{bu}^2)$$

$$\mu = 50.74 \times 10^3 / (30 \times 42.5^2 \times 14.2) = 0.057 < m_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$a = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0.073$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.970$$

$$A_{cal} = \frac{M_{ut}}{\sigma_s \beta d} = \frac{50.74 \times 10^3}{348 \times 0.970 \times 42.5} = 3.53cm^2$$

- **ELA**

Chapitre V Calcul des Eléments Structuraux

$$M_{acc,t}=41.03m$$

$$\mu = M_u / (b \cdot d^2 \cdot f_{bu})$$

$$\mu = 41.03 \times 10^3 / (30 \times 42.5^2 \times 18.5) = 0.040 < m_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$a = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0.051$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.979$$

$$A_{cal} = \frac{M_{ut}}{\sigma_s \beta d} = \frac{41.03 \times 10^3}{400 \times 0.979 \times 42.5} = 2.46 cm^2$$

$$A_t^{acc} = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{min}) = 6.75 cm^2$$

$$\text{On adopter: } A_{st} = 6HA12 = 6.79 cm^2$$

▪ ELS

- La fissuration est peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

-La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée:

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	α	M_u	M_{ser}	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	0.144	52.32	38.12	1.37	0.435	CV
Appui	0.111	50.74	36.83	1.38	0.44	CV

Tableau V .2: Récapitulatif de vérification.

- Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales

-On doit vérifier que:

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_l = 6.79 cm^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(63.32 + \frac{50.74}{38.25} \right) = 0.18 cm^2$$

-Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

Nous avons

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{63.32 \times 1000}{300 \times 425} = 0.49 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}, 4 MPa \right\} = 2.5 MPa$$

$\tau_u = 0.49 MPa < \bar{\tau}_u = 2.5 MPa \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

- Section et écartement des armatures transversales A_t

- **Diamètre des armatures transversales**

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \Phi_{lmin} \right)$$

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{45}{35}; \frac{30}{10}; 1.2 \right) = 1.2 \text{ cm}$$

On prend: $\Phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE400

$$4\Phi 8 \rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

- **L'espace des armatures transversales**

- Zone nodale : $\delta_{t4} \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi \right) = \min \left(\frac{45}{4}; 12 \times 1.2 \right) = 11.25 \text{ cm}$

- Zone courante : $\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} \Rightarrow \delta_t = 22.5 \text{ cm}$

Donc

$-\delta_t = 20 \text{ cm}$ en zone courante;

$-\delta_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale;

- **Vérification des armatures transversales**

-Zone nodale

$$A_{tmin} = 0.003 \times 30 \times 10 = 0.9 \text{ cm}^2$$

-Zone courante

$$A_{tmin} = 0.003 \times 30 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

- **Les longueurs de recouvrement**

$$L_r > 40\phi \text{ en zone I}$$

$$L_r > 45 \times 1.2 = 54 \text{ cm on adopte } L_r = 50 \text{ cm}$$

Remarque

Étant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage est les mêmes que celle déjà montrée ci-dessus ; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferrailage.

Tableau Récapitulatif

➤ **ELU**

	<i>A_{mi}</i> <i>n</i> [cm ²]	<i>A_{cal}</i> [cm ²]	<i>A_{ado}</i> <i>pté</i> [cm ²]	<i>Barres choisies</i>	<i>A_{co}</i> <i>r</i> [cm ²]	<i>L_r</i> <i>cm</i>

Type des poutres		BAEL	RPA	Terrasse	Etage	Terrasse	Etage	Terrasse	Etage	Terrasse	Etage	
Poutres principales	Travée	1.53	6.75	3.65	3.66	6.75	6.75	6HA12	6HA12	6.79	6.79	50
	Appui	1.53	6.75	2	2.5	6.75	6.75	6HA12	6HA12	6.79	6.79	50
Poutres secondaires	Travée	1.18	5.25	2.61	2.59	5.25	6.00	5HA12	5HA12	5.65	5.65	50
	Appui	1.18	5.25	2.44	2.7	5.25	6.00	5HA12	5HA12	5.65	5.65	50

Tableau V. 3: Les barres choisies pour les poutres.

Type des poutres		α		M_u		M_{se_r}		$\bar{\alpha}$		Condition
		Terrasse	Etage	Terrasse	Etage	Terrasse	Etage	Terrasse	Etage	
Poutres principales	Travée	0.144	0.154	52.32	53.17	38.12	37.86	0.435	0.450	CV
	Appui	0.111	0.140	50.74	63.56	36.83	45.43	0.440	0.450	CV
Poutres secondaires	Travée	0.081	0.081	28.59	28.56	20.81	20.35	0.445	0.450	CV
	Appui	0.076	0.035	26.77	29.57	19.53	21.14	0.435	0.450	CV

Tableau V. 4: Récapitulatif de vérification à ELS.

V-3-1-5 Schéma de ferrailage structure (Terrasse& Etage)

– Poutres Principales



Figure V.1 : Ferrailage de poutre principale.

– Poutres secondaires



Figure V.2 : Ferrailage de poutre secondaire.

V-3-2 Poteaux

V-3-2-1 Introduction

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis pour transmettre les charges de la superstructure aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables.

V-3-2-2 Aspect réglementaire

- Les combinaisons accidentelles :

Suivant le RPA :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

E.L.A :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right.$$

Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitation non pondérées.

E : Action du séisme représentée par des composantes horizontales

- Les combinaisons fondamentales

Suivant le BAEL:

E.L.U: $1,35G + 1,5 Q$

E.L.S: $G + Q$

Les poteaux seront calculés à la flexion composée en fonction des moments fléchissant (M) et des efforts normaux (N).

Donc trois cas peuvent se présenter; à savoir :

1^{ère} cas : $V_{max} \rightarrow (M_{Zcorr}; M_{Ycorr})$

2^{ème} cas : $M_{Zmax} \rightarrow N_{corr}; M_{Ymax} \rightarrow N_{corr}$

3^{ème} cas : $N_{Zmax} \rightarrow (M_{Zcorr}; N_{Ycorr})$

- **Armatures longitudinales [50]**

Les armatures doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets avec un diamètre minimum de **12mm**.

Chapitre V Calcul des Eléments Structuraux

* Armatures minimales : $0,7\% \times B$ en zone I.

* Armatures maximales $\begin{cases} 4\% \times B & \text{en zone courante} \\ 6\% \times B & \text{en zone recouvrement} \end{cases}$

Avec:

B : Section du poteau

* Longueur de recouvrement est de 40ϕ en zone I .

* Le recouvrement se fait, si possible, à l'extérieur de la zone nodale..

* La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm

• Armatures minimales

$$A_{min} = B \frac{f_{t28}}{f_e}$$

• Armatures transversales [51]

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

$$\frac{A_t}{\delta_t} = \frac{P_a \cdot V_u}{h_L \cdot f_e}$$

Avec:

- V_u : effort tranchant de calcul;
- h_L : hauteur totale de la section brute;
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale;
- P_a : est le coefficient correcteur qui tient compte de l'élancement géométrique des poteaux dans la direction considérée $P_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$ et à $3,75$ dans le cas contraire.
- δ_t : l'espacement des armatures transversales qui peut être déterminé comme suit
- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S_t \leq \min(10\phi_L; 15cm) \text{ En zone I}$$

- Dans la zone courante :

$$\delta_t \leq 15\phi_{Lmin}$$

ϕ_{Lmin} : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

* la quantité d'armatures transversales minimales est:

$\frac{A_t}{\delta_t b}$ en % et est donnée comme suit :

- Si $\lambda_g \geq 5$: 0.3%
- Si $\lambda_g \leq 3$: 0.8%
- Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limitent précédentes

Chapitre V Calcul des Eléments Structuraux

λ_g : est l'élanement géométrique du poteau

Avec :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{h} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right);$$

h et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \cdot \phi_t$ minimum.

V-3-2-3 Les sollicitations

CAS	efforts	ELU	ELA	ELS
Cas 1	N_{max} [KN]	590.34	433.73	426.34
	M_{Ycor} [KN.m]	8.96	7.18	6.39
	M_{Zcor} [KN.m]	5.50	11.08	3.99
Cas 2	M_{Zmax} [KN.m]	49.82	40.34	36.15
	M_{Ycor} [KN.m]	23.85	15.02	17.35
	N_{cor} [KN]	61.03	51.94	44.99
Cas 3	M_{Ymax} [KN.m]	31.17	36.93	22.64
	M_{Zcor} [KN.m]	41.79	33.80	30.34
	N_{cor} [KN]	64.25	61.78	47.41
Cas 4	N_{min} [KN]	1.47	2.98	1.06
	M_{Zcor} [KN.m]	1.89	0.47	1.37
	M_{Ycor}	5.42	3.53	3.95

	[KN.m]			
--	--------	--	--	--

Tableau V.5 : Sollicitations des poteaux (30*45).

V-3-2-4 Exemple de calcul (Poteau (30x45))

• Etat Limite De Stabilité De Forme

Les sections soumises à des efforts normaux de compression doivent être justifiées vis à vis de l'état limite de stabilité de forme conformément à l'article A.4.4 du **BAEL91** en adoptant une excentricité totale de calcul : $e = e_1 + e_a + e_2$.

Avec

e_1 : excentricité du premier ordre ;

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u}$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$$e_a = \max(2cm, \frac{L}{250})$$

e_2 : excentricité due aux efforts du second ordre, liée à la déformation de structure.

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\phi)$$

Avec :

L : longueur du poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau.

h : hauteur totale de la section du poteau dans la direction du flambement.

α : Rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \text{ où } \alpha = 10(1 - \frac{M_u}{1.5M_{ser}})$$

Le coefficient α est compris entre 0 et 1.

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égal à 2

Les sollicitations de calcul deviennent ainsi : N_u inchangé , $M_u = N_u (e_1 + e_a + e_2)$.

ELU:

$$\begin{cases} N_u = 1245.24 \text{ KN} \\ M_u = 4.24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ L'excentricité :

$$e_1 = \frac{M}{N} = 0.003m$$

$$e_a = \max\left(2cm, \frac{L}{250}\right) = \max\left(2cm, \frac{340}{250}\right) = \max(2, 1.36)$$

$$e_1 = 2cm = 2mm$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5M_s}\right) = 0.67$$

$$\phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\phi) = 0.014$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0.037$$

-Calcul de coefficient de remplissage ψ

$$\psi_1 = \frac{N_u}{bh\sigma_{bc}} = \frac{1245.24 \times 10^3}{450 \times 300 \times 14.2} = 0.64$$

Donc: $\psi_1 \leq 0.81$

$$\varepsilon = f(\psi_1)$$

-Calcul l'excentricité critique relative ζ

$$\psi_1 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = 0.153$$

$$e_{Nc} = \zeta \times h = 0.068$$

$e = 0.037 < e_{Nc} = 0.068 \Rightarrow$ Section entièrement comprimée.

$e < e_{Nc}$: Section entièrement comprimée.

$A'_{s, \min} = 4cm^2$ x périmètre de la section.

$$A'_{s, \min} = 4 \times [(0.45 + 0.30) \times 2] = \mathbf{6cm^2}$$

On vérifie la section minimale par la règle du millième et par la règle de fragilité

• **Condition de non fragilité**

$$A_{s \min} \geq \max\left\{\frac{bh}{1000}, B \frac{f_{t28}}{f_e}\right\}$$

$$A_{s \min} \geq \max\left\{\frac{45 \times 30}{1000}, 45 \times 30 \frac{2.1}{400}\right\}$$

$$A_{s \min} \geq \max\{1.35cm^2, 7.08\}$$

$$A_{s \min} \geq 7.08cm^2$$

Suivant le RPA:

- Armatures maximales

-en zone courante

$$A_s \leq A_{\max} = 3 \% b.h$$

Chapitre V Calcul des Eléments Structuraux

$$A_{\max} = 0.03 \times 45 \times 30 = 40.5 \text{ cm}^2$$

- en zone de recouvrement :

$$A_s \leq A_{\max} = 6\% b.h$$

$$A_{\max} = 0.06 \times 45 \times 30 = 81 \text{ cm}^2$$

Le diamètre minimum : $\phi_{\min} = 8 \text{ mm}$.

- Armatures minimales :

$$A_{\min} = 0.7\% bh = 0.007 \times 45 \times 30 = 8.4 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$A_s \geq A_{s\min} = 8.4 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 8\text{HA}12 = 9.04 \text{ cm}^2$

- Vérification vis -à vis de l'état limite de service

- Contraintes maximale de compression de béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{28}$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.003 \text{ m}$$

$$S = bh + 15A_{totale} = 30 \times 45 + 15 \times 9.04 = 1485.6 \text{ cm}^2$$

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times \left(\frac{h}{2} - d'\right) - A_s \times \left(d - \frac{h}{2}\right)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

$$\Rightarrow X_G = -1.82 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[A'_s \left(\frac{h}{2} - d' - X_G\right)^2 + A_s \left(d - \frac{h}{2} + X_G\right)^2 \right] \Rightarrow I = 234749.44 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e - X_G)\left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} = 1.19 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

(De la fibre supérieure).

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e - X_G)\left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} = 1.02 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

(De la fibre inf.)

- Contraintes maximale de traction des aciers

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right]$$

$$V_2 = h - v_1$$

Chapitre V Calcul des Eléments Structuraux

$$\sigma_s^1 = 15 \left[\frac{N_{sre}}{B_0} + \frac{M_{ser}(V_1 - C_1)}{I} \right] = 25.65 MPa$$

$$\sigma_s^2 = 15 \left[\frac{N_{ser}}{B_0} - \frac{M_{ser}(V_2 - C_2)}{I} \right] = 10.02 MPa$$

$$\text{Max}(\sigma_s^1, \sigma_s^2) = 25.02 MPa \leq \bar{\sigma}_s = 201.66 MPa \dots \text{cv}$$

• Calcul des armatures transversales

$$L_f = 0,7 \times 3,4 = 2,38 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{h} = \frac{238}{45} = 5,28 > 5$$

$$\text{Donc: } \lambda_g > 5 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

♦ Suivant le BAEL

$$t \leq \min(15 \phi_L^{\min}, 40 \text{ cm}, b + 10 \text{ cm})$$

$$t \leq 18 \text{ cm} \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$$

♦ Suivant le RPA :

Zone nodale

$$t \leq \min(10 \phi_L^{\min}, 15 \text{ cm})$$

$$t \leq 12 \text{ cm} \Rightarrow t = 10$$

Zone courante

$$t' \leq 15 \phi_L^{\min}$$

$$t' \leq 18 \text{ cm} \Rightarrow t' = 15 \text{ cm}$$

• Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{Lmax}}{3} = \frac{1,2}{3} = 0,4 \text{ cm}$$

Donc on prendra $\phi_t = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier *FeE235*

• Détermination de la section des Armatures transversales

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a V_u t}{h_1 f_e} = \frac{3,75 \times 56,87 \times 0,1}{45 \times 4000 \times 100} = 0,011 \text{ cm}^2$$

• Armatures transversales minimales

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = 7,55 > 5$$

$$\text{On a : } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow \frac{A_{tmin}}{tb_1} = 0,3\% \Rightarrow A_{tmin} = 0,3\% tb_1$$

$$A_{tmin} = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 8HA8 = 4,02 \text{ cm}^2 > A_{tmin} = 0,9 \text{ cm}^2 \dots \text{cv}$$

Les cadres doivent être fermées par des crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_t$

V-3-2-5 Calcul récapitulatif des sections des armatures des poteaux

CAS	A_{cal} (cm ²)	$A_{min RPA}$ (cm ²)	Choix	$A_{adopté}$	Longueur de Rec (cm)
CAS1	6	8.40	8HA8	12.32	HA8 : (60 cm)
CAS2	6	8.40	8HA8	12.32	HA8 : (60 cm)
CAS3	6	8.40	8HA8	12.32	HA8 : (60 cm)
CAS4	6	8.40	8HA8	12.32	HA8 : (60 cm)

Tableau V.6 : Calcul et choix des sections d'armatures des poteaux (30*45).

V-3-2-6 Schéma de ferrailage

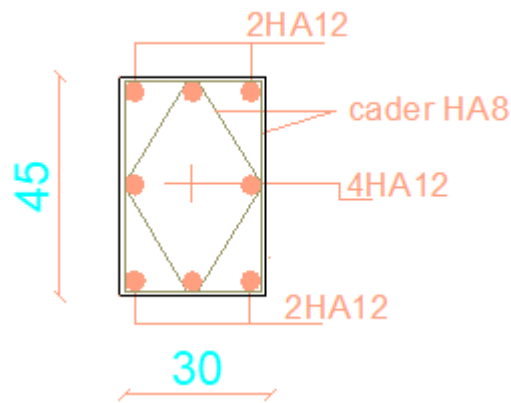


Figure V. 3 : Ferrailage des poteaux (45*30).

V-4 Ferrailage des voiles

Les voiles seront calculées en flexion composée avec effort tranchant. Leurs ferrailages sont composés d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

a. Ferrailage vertical

- Le ferrailage vertical sera disposé de tel sort qu'il prendra les contraintes de flexion composée.
- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de **0.20%** de la section horizontale du béton tendu. (RPA 99/ V2003.A.7.4.2.1 p 67).
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de **(1/10)** de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à **15cm**.
- Les barres verticales de ces derniers doivent être munies des crochets (jonction de recouvrement).

b. Ferrailage horizontal

Les armatures horizontales sont des cadres disposés selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendré par l'effort tranchant, ces barres doivent être munies de crochet à 135° ayant une longueur de **10Φ**.

c. Règles communes

- Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales est :
 - Globalement dans la section du voile égale à **0.15%**.
 - En zone courante égale à **0.10%**.
- L'espacement des barres horizontales et verticales S_t : $S_t \leq (1.5e, 30cm)$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins quatre épingles au mètre carré, dans chaque nappe,
- les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- les longueurs de recouvrement doivent être égale à :
 - **40Φ** pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

Chapitre V Calcul des Eléments Structuraux

- **20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible de charges.

V-4-1 Exemple de calcul d'un voile plein (15cm)

- **Détermination des sollicitations :**

$$M = 151,34 \text{KN.m}$$

$$N = 123,90 \text{KN}$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = 0.051 \text{m}^4$$

$$\Omega = e \times L = 0.24 \text{cm}^2$$

$$v = \frac{h}{2} = \frac{1.6}{2} = 0.8 \text{m}$$

Avec:

I: Inertie du voile.

Ω : Surface en plan du voile.

v : La position de l'axe neutre.

• Armatures verticales

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} \times v$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} \times v$$

$$\sigma_1 = 2167,66 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = -1393,28 \text{KN/m}^2$$

Calcul de L' :

$$L' = L \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 4.47 \text{m}$$

$$L_t = L - L' = 1.60 - 4.47 = -2.87 \text{m}$$

$$d \leq \min(3.40/2 ; 2 \times 4.47/3) = 1.53 \text{m} = 1,53 \text{m}$$

$$\text{soit : } d = 1,53 \text{m}$$

Calcul de σ_2' :

On remarque que: $d > L_t$, donc d dans la zone comprimée, alors $\sigma_2' = 0$ ($d = L_t$).

$$I' = d^3 \times e / 12 = 0,060 \text{m}^4$$

Chapitre V Calcul des Eléments Structuraux

$$v' = d/2 = -0,765\text{m}$$

$$\Omega' = L_t \times e = 0,574\text{m}^2$$

Donc :

$$N_1 = (\Omega' / 2) \times (\sigma_2 + \sigma_2') \Rightarrow N_1 = 399,87\text{KN}$$

$$M_1 = (I' / 2v') \times (\sigma_2' - \sigma_2) \Rightarrow M_1 = 54,87\text{KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = 0,14\text{m} < d/6 = 0,26\text{m} \text{ et } N \text{ est un effort de traction} \Rightarrow \text{S.E.T}$$

$$\text{Soit : } c = 3\text{cm} \quad c' = 3\text{cm}$$

$$e_1 = d/2 - e_0 - c = 0,595\text{m}$$

$$e_2 = d/2 + e_0 - c' = 0,875\text{m}$$

$$A_s = N_1 \times e_2 / (e_1 + e_2) \times f_e = 5,95\text{cm}^2$$

$$A_s' = N_1 \times e_1 / (e_1 + e_2) \times f_e = 4,05\text{cm}^2$$

$$A_s = A_s + A_s' = 10,00\text{cm}^2$$

$$A_s / \text{ml/face} = 10 / (2 \times 1,53) = 3,27\text{cm}^2$$

- **Armatures minimales de RPA 99**

D'après le (RPA99 / V2003 art7.7.4.1)

$$A_{RPA} = 0,20\% b L_t$$

b : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

$$A_{RPA} = 0,002 \times 20 \times 287 = 11,48\text{cm}^2$$

$$A_{RPA} / \text{ml/face} = 11,48 / (2 \times 1,53) = 3,75\text{cm}^2 / \text{ml/face}.$$

- **Le pourcentage minimal**

$$A_{min} = 0,15\% \times b \times l = 0,15\% \times 20 \times 200 = 4,8\text{cm}^2$$

$$A_{min} / \text{ml/face} = 4,8 / (2 \times 2) = 1,2\text{cm}^2 / \text{ml/face}.$$

$$\text{Donc : } A_s = \max (A_s, A_{min}, A_{RPA}) = 3,75\text{cm}^2.$$

Le ferrailage sera fait pour la moitié de voile à cause de la symétrie :

$$A_s = 2 \times 3,75 \times (1,60/2) = 6\text{cm}^2.$$

$$\text{En zone courante : soit } 2\text{HA}10. \quad (A_s = 1,57\text{cm}^2)$$

$$\text{En zone d'about : soit. } 3\text{HA}10. \quad (A_s = 2,36\text{cm}^2)$$

-espacement

$$\text{En zone courante : } S_t \leq \min (1,5e, 30) = 30\text{cm}.$$

$$\text{Soit : } S_t = 20\text{cm}.$$

Chapitre V Calcul des Eléments Structuraux

En zone d'about : $S_{ta} = S_v/2 = 10\text{cm}$.

V-4-2 Calcul récapitulatif du ferrailage vertical

Type	e=15cm
L (m)	1,60
N _U (KN)	123,90
M _U (KN.m)	151,34
σ_1	2167,66
σ_2	1393,28
L _t	2,87
L'	4,47
D	1,53
N1	399,87
M1	54,87
As1+A's2 (cm ²)	10,00
As (cm ² /ml /face)	3,27
As RPA (cm ² /ml/face)	3,75
As min (cm ² /ml/face)	1,5
As max (cm ² /face)	3,75
St d'about (cm)	10
St courante (cm)	20
armatures d'about (cm ²)	1,57
armatures courante (cm ²)	2,36

Tableau V.7 : Ferrailage longitudinal des voiles d'épaisseur 20cm.

V-4-3 Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :(RPA 99/ V2003 Art 7.2.2)

La vérification de la résistance au cisaillement se fait en majorant la contrainte de cisaillement de 40%.

La contrainte de cisaillement est limitée comme suit :

$$\tau = 1,4 V / b_0 d \leq 0,2 f_{c28} = 5\text{MPa}$$

Avec :

$$V = 40,05\text{KN}$$

$$\tau = 0,018\text{MPa} < 5\text{MPa. (Pas de risque de cisaillement)}$$

La section d'armatures est déterminée par le B.A.E.L comme suit :

Chapitre V Calcul des Eléments Structuraux

$$A_t / b_0 S_t \geq (\tau - 0.3f_{ij} k) / 0.8f_e$$

$k = 0$ (Pour prendre en compte la reprise de bétonnage)

$\alpha = 90^\circ$, $S_t \leq (1,5e, 30\text{cm})$ donc : $S_t = 20\text{cm}$

$$A_t \geq \tau b_0 S_t / 0.8 f_e$$

$$A_t \geq \frac{0.018 \times 20 \times 20}{0.8 \times 400} = 0.023\text{cm}^2$$

Donc: $A_t \geq 0,023\text{cm}^2$

• Choix des armatures

2HA10 ($A_s = 1,57\text{cm}^2$)

Armature minimale : (RPA99 / V2003 art7.7.3.3)

$$A_{tmin}(RPA) = 0.25\% \times b \times S_t = 1\text{cm}^2$$

V-4-4 Calcul récapitulatif du ferrailage horizontal

Type	e=20cm
L (m)	1,60
d (m)	1,57
b ₀ (m)	0,20
T (KN)	40,05
τ_u (MPa)	0,018
$\bar{\tau}$ (MPa)	5
$\tau \leq \bar{\tau}$	Cv
S _t (cm)	20
A _t	0,023
A _{tmin}	1
Choix	2HA10

Tableau V.8 : Ferrailage horizontal des voiles.

V-4-5 Schéma de ferrailage

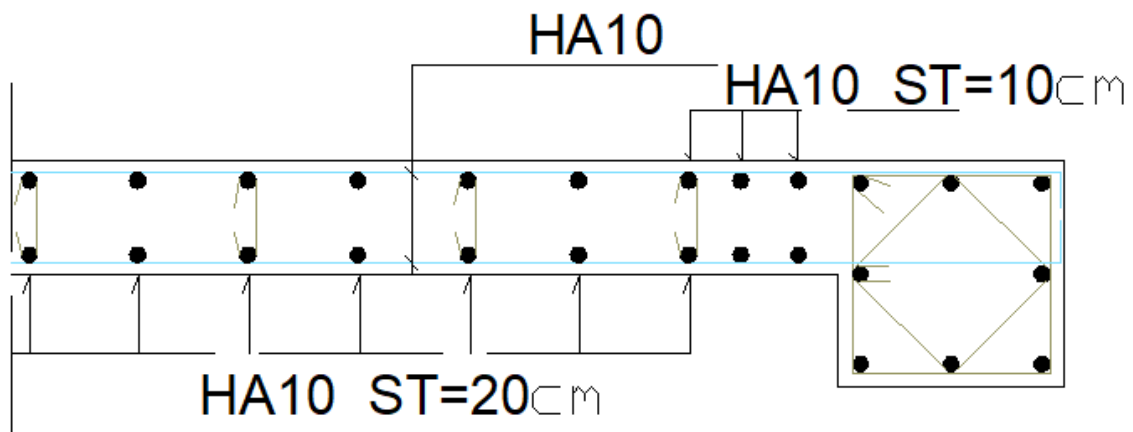


Figure V.4 : Schéma de ferrailage du voile

CHAPITRE VI
ETUDE
DE L'INFRASTRUCTURE

Chapitre VI Etude de l'infrastructure

Chapitre VI Etude de l'infrastructure

VI-1 Introduction

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charges permanentes, les surcharges d'exploitations , les surcharges climatiques et sismiques.

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire ;
- La nature et l'homogénéité du bon sol ;
- La capacité portante du terrain de fondation ;
- La raison économique ;
- La facilité de réalisation.

VI-2 Choix de fondation :

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à **2,5 bars** et profondeur de **2m**, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle isolée ;
- Radier filante ;
- Radier général.

Le choix du type de fondation se fait par les paramètres suivant:

- La nature et le poids de la superstructure ;
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction et la qualité du sol de fondation.

En effet une méthode rapide et simplifiée permet de déterminer si une solution par semelle continue est possible ou s'il faut prévoir un radier général.

- si $S_0 > S$: la fondation par semelles isolées est possible ;
- si $S > S_0$: la solution de fondation superficielle n'est pas possible ;
- si $S \approx S_0$: c'est une solution par radier général qu'il faut adopter.

Tel que :

S_0 : L'emprise de la structure (surface de Bâtiment) ;

S : La surface totale minimale d'assise de fondation ;

$\bar{\sigma}_s$: La contrainte admissible pour le sol de fondation.

$$S_0 = 312,30 \text{ m}^2.$$

$$S = \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = \frac{23680.48}{250} = 94.72 \text{ cm}^2$$

Verification:

$$-S/S_0 = 94.72/312.30 = 30\%$$

$$-S/S_0 = 30\% < 50\%$$

On a choisit comme système de fondations :

- Semelles isolées ;
- Semelles filantes.

Les calculs sont effectués sous la plus défavorable des combinaisons suivantes:

D'après BAEL :

- 1,35G+1,5Q
- G+Q

D'après RPA:

- G + Q ± E
- 0.8G ± E

VI-3 Calcul des semelles

VI-3-1 Calcul de la semelle isolée

a) Semelle sous poteau intermédiaires

- **Condition d'homogénéité**

a = 40 cm, b = 50 cm, profondeur = 2m

$$A/B=a/b=0,80$$

On a :

Combinaisons	Effort normal N [kN]	Moment M_x [kN.m]	Moment M_y [kN.m]

1,35G+1,5Q	1273,34	2,18	0,48
G+Q	926,88	1,56	0,35
G+Q+E	928,14	8,10	13,45
0.8G+E	770,90	0,64	13,45

Tableau VI.1:Sollicitations des semelles isolées intermédiaires.

- **le pré-dimensionnement**

L'ELS

$$\sigma_{sol} < \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = \frac{N_s}{A \times B}$$

$$A \times B = \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol} \times 0.8}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{926.88}{250 \times 0.8}}$$

$$B \geq 2.15m$$

$$A \geq 0.8B \rightarrow A \geq 1.72m$$

L'état accidentelle :

$$\sigma_{sol} < \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = \frac{N_{acc}}{A \times B}$$

$$A \times B = \frac{N_{acc}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{acc}}{\sigma_{sol} \times 0.8}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{928.14}{250 \times 0.8}}$$

$$B \geq 2.15m$$

$$A \geq 0.8B \rightarrow A \geq 1.72m$$

Donc finalement on choisit une semelle de **(2,20 m×1,80m)**

- **Détermination de "d" et "ht" :**

D'après la condition de rigidité (**méthode des bielles**)

$$A - a \geq d \geq \frac{B - b}{4} \Rightarrow 1.80 - 0.40 \geq d \geq \frac{2.20 - 0.50}{4}$$

$$1.40 \geq d \geq 0.425$$

On adopte : $d = 50\text{cm}$

D'ou : $h = d + 5\text{ cm} \rightarrow h = 55\text{ cm}$

• Vérification des conditions de stabilité

Selon le (RPA 99/ver2003 Art 10.1.5 P100), on a :

$$e_{0ax} = \frac{M_{ax}}{N_a} = \frac{0.64}{770.90} = 0.0008\text{m} < \frac{A}{4} = \frac{1.80}{4} = 0.45\text{m} \dots \dots \dots cv ;$$

$$e_{0ay} = \frac{M_{ay}}{N_a} = \frac{13.45}{770.90} = 0.017\text{m} < \frac{B}{4} = \frac{2.20}{4} = 0.55\text{m} \dots \dots \dots cv .$$

Selon le BAEL 91, on a : (G+Q)

$$e_{0sx} = \frac{M_{sx}}{N_s} = \frac{1.56}{926.88} = 0.0016\text{m} < \frac{A}{6} = \frac{1.80}{6} = 0.3\text{m} \dots \dots \dots cv ;$$

$$e_{0sy} = \frac{M_{sy}}{N_a} = \frac{0.35}{926.88} = 0.0003\text{m} < \frac{B}{6} = \frac{2.20}{6} = 0.37\text{m} \dots \dots \dots cv.$$

• Vérification des conditions de rigidité

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{Mx} &= \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A.B} = \left(1 + \frac{6 \times 0.0008}{2.2}\right) \frac{926.88}{1.8 \times 2.2} = 234.57\text{KN/cm}^2 \\ \sigma_{mx} &= \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A.B} = \left(1 - \frac{6 \times 0.0008}{2.2}\right) \frac{926.88}{1.8 \times 2.2} = 233.55\text{KN/cm}^2 \\ \sigma_{My} &= \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A.B} = \left(1 + \frac{6 \times 0.017}{2.2}\right) \frac{926.88}{1.8 \times 2.2} = 244.91\text{KN/cm}^2 \\ \sigma_{My} &= \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A.B} = \left(1 - \frac{6 \times 0.017}{2.2}\right) \frac{926.88}{1.8 \times 2.2} = 223.21\text{KN/cm}^2 \end{aligned} \right\}$$

$$\sigma_{moyx} = \frac{\sigma_{mx} + 3\sigma_{Mx}}{4} = 234.31\text{KN/m}^2 \leq 250\text{KN/m}^2 \dots \dots cv$$

$$\sigma_{moyy} = \frac{\sigma_{my} + 3\sigma_{My}}{4} = 239.48\text{KN/m}^2 \leq 250\text{KN/m}^2 \dots \dots cv$$

- **Calcul du ferrailage**

- **Poids propre de la semelle**

$$P_s = \gamma \times B \times A \times h$$

$$P_{suml} = 25 \times (2,2) (1,8) \times 0,55$$

$$P_{suml} = 54,45 \text{KN.}$$

- **Poids de remblai :**

$$P_r = 18 (1,8 \times 2,2 - 0,4 \times 0,5) (2 - 0,55)$$

$$P_r = 98,14 \text{KN.}$$

$$N_{ts} = N_s + P_s + P_r$$

$$N_{ts} = 926,88 + 54,45 + 98,14 = 1079,47 \text{KN.}$$

$$N_{tu} = N_u + 1,35(P_s + P_r)$$

$$N_{tu} = 1273,34 + 1.35 (54,45 + 98,14) = 1479,34 \text{KN.}$$

Le ferrailage se calcul avec la méthode de bielles, car on va prendre comme étant la contrainte uniforme tout au long de la semelle.

Sens X-X :

$$\eta = 1.6 \quad ; \quad f_{t28} = 2.1 \text{MPa} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{MPa.}$$

$$N'_u = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_u = 1274.73 \text{KN};$$

$$A_{xst} = \frac{N'_u(A-a)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{1274.73 \times 10^3 (1800 - 400)}{8 \times 500 \times 348} = 12.82 \text{cm}^2$$

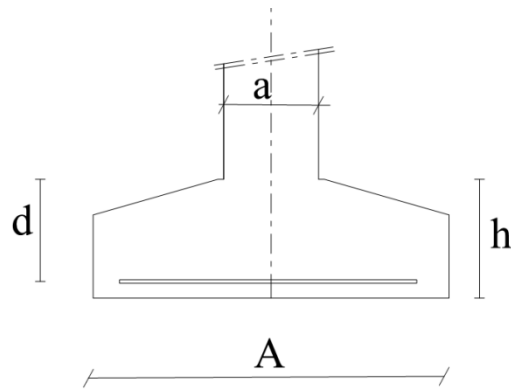


Figure VI.1 : Dimensionnement d'une semelle isolée dans le sens x-x.

Sens Y-Y:

$$\eta = 1.6 \quad ; \quad f_{t28} = 2.1 \text{MPa} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{MPa}.$$

$$N'_u = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_u = 1302.86 \text{KN}$$

$$A_{yst} = \frac{N'_u(B - b)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{1302.86 \times 10^3 \times (2200 - 500)}{8 \times 500 \times 348} = 15.91 \text{cm}^2$$

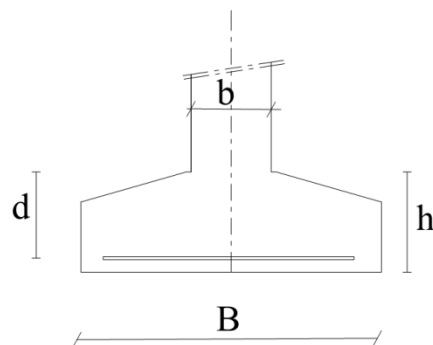


Figure VI.2 : Dimensionnement d'une semelle isolée dans le sens y-y.

- **Condition de non fragilité:**

Sens X-X :

$$A_{min} = 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 10,86 \text{cm}^2.$$

$$A = \max \{A_{min} ; A_u\} = 12,82 \text{cm}^2$$

On adopte : $A_s = 9\text{HA}14 = 13,85 \text{cm}^2$

Soit : $S_t=20cm$.

- Vérification de l'espacement :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots CV.$$

- Schéma de ferrailage

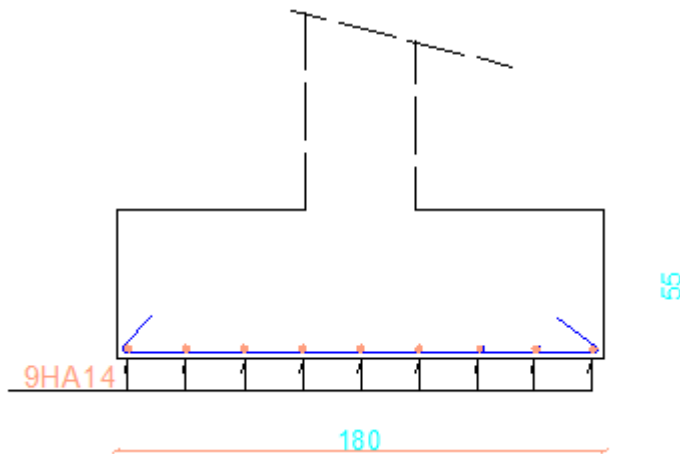


Figure VI.3 : Ferrailage de la semelle intermédiaire dans le sens x-x.

Sens Y-Y :

$$A_{min} = 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 13,28 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max \{A_{min}; A_u\} = 15,91 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 11 \text{ HA14/ml} = 16,93 \text{ cm}^2$

Soit : $S_t=20cm$.

- Vérification de l'espacement :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots cv$$

- Schema de ferrailage

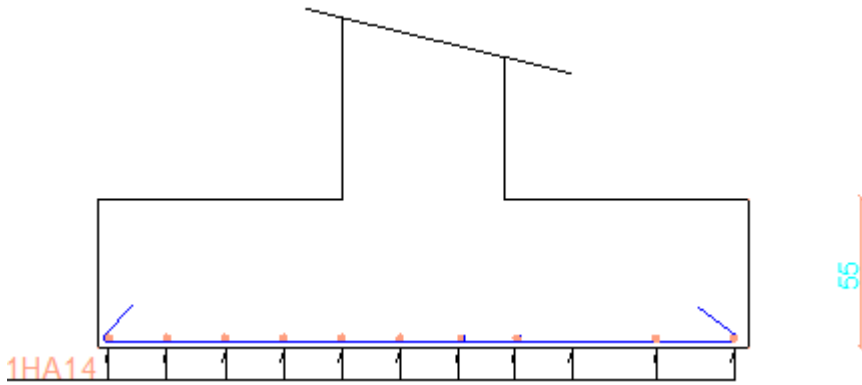


Figure VI.4 : Ferrailage de la semelle intermédiaire dans le sens y-y.

• **Vérification au poinçonnement:**

Selon (BAEL 91 Art A.5.2.4.2 P43), la condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$N_u \leq N_{\bar{u}} = 0.045 \times p_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec : $h=0,55m$;

Le périmètre utile.

$$P_c = [(a + h + b + h) \times 2] = 4m$$

$$N_{\bar{u}} = 0.045 \times P_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b = 1650KN$$

$$N_u = N_{u0} \times (1 - \frac{S_0}{S_t})$$

N_{u0} : Effort maximal tiré sur la semelle

$$S_0 = (a+h) \times (b+h) = 0,26m^2$$

$$S_t = A \times B = 3,96m^2$$

$$N_u = 1189,74KN$$

$$N_u = 1189,74KN < 1650KN \dots \dots \dots cv$$

• **L'encrage des barres**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \quad (\text{BAEL91 Art A.6.1.221 P52})$$

Avec :

L_s : Longueur de scellement ;

Ψ_s : coefficient de scellement égale à 1.5 « pour les armatures haute adhérence » ;

τ_s : contrainte d'adhérence. ;

\emptyset : diamètre d'armature.

d'où

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.825 \text{Mpa}$$

Donc

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{cm}$$

Alors : $\frac{B}{8} \leq L_s \leq \frac{B}{4} \rightarrow$ tous les barres doivent être prolonges jusqu' aux extrémités

de la semelle, mais ne peuvent pas comporter les crochets.

b) Semelle sous poteau de rive

- **Condition d'homogénéité :**

$$a = 40 \text{ cm}, b = 50 \text{ cm}$$

$$A/B = a/b = 0,80$$

On a :

<i>Combinaisons</i>	<i>Effort normal N</i> <i>[kN]</i>	<i>Moment M_x</i> <i>[kN.m]</i>	<i>Moment M_y</i> <i>[kN.m]</i>
<i>1,35G+1,5Q</i>	895,54	8,11	0,82
<i>G+Q</i>	652,07	5,87	0,61
<i>G+Q+E</i>	676,85	17,15	13,09
<i>0.8G+E</i>	541,98	4,95	12,97

Tableau VI.2:Sollicitations des semelles isolées intermédiaires.

- **le pré-dimensionnement**

L'ELS :

$$\sigma_{sol} < \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = \frac{N_{acc}}{A \times B}$$

$$A \times B = \frac{N_{acc}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{acc}}{\sigma_{sol} \times 0.8}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{652.07}{250 \times 0.8}}$$

$$B \geq 1,80m$$

$$A \geq 0,8B \rightarrow A \geq 1,44m$$

L'état accidentelle

$$\sigma_{sol} < \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = \frac{N_{acc}}{A \times B}$$

$$A \times B = \frac{N_{acc}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{acc}}{\sigma_{sol} \times 0.8}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{676.85}{250 \times 0.8}}$$

$$B \geq 1,84m$$

$$A \geq 0,8B \rightarrow A \geq 1,47m$$

Donc finalement on choisit une semelle de **(2,00 m×1,60m)**

- **Détermination de "d" et "ht" :**

D'après la condition de rigidité (**méthode des bielles**)

$$A - a \geq d \geq \frac{B - b}{4} \rightarrow 1.60 - 0.4 \geq d \geq \frac{2.00 - 0.50}{4}$$

$$1,20 \geq d \geq 0,375$$

On adopte : **d = 50cm**

D'ou : h = d+5 cm → h = 55 cm

- **Vérification des conditions de stabilité :**

Selon le (**RPA 99/ver2003 Art 10.1.5 P100**), on a :

$$0,009m < \frac{A}{4} = \frac{1,60}{4} = 0,4m \dots\dots\dots CV ;$$

$$e_{0ay} = \frac{M_{ay}}{N_a} = \frac{12.97}{541.98} = 0.024m < \frac{B}{4} = \frac{2.00}{4} = 0.5m \dots \dots \dots CV.$$

Selon le BAEL 91, on a : (G+Q)

$$e_{osx} = \frac{M_{sx}}{N_s} = \frac{5.87}{652.07} = 0.009m < \frac{A}{6} = \frac{1.60}{6} = 0.27m \dots \dots \dots cv;$$

$$e_{osy} = \frac{M_{sy}}{N_a} = \frac{0.61}{652.07} = 0.009m < \frac{B}{6} = \frac{2.0}{6} = 0.33m \dots \dots \dots cv;$$

• Vérification des conditions de rigidité

$$\sigma_{Mx} = \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A.B} = \left(1 + \frac{6 \times 0.009}{2}\right) \frac{652.07}{1.6 \times 2} = 209.27KN/cm^2$$

$$\sigma_{mx} = \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A.B} = \left(1 - \frac{6 \times 0.009}{2}\right) \frac{652.07}{1.6 \times 2} = 198.27KN/cm^2$$

$$\sigma_{My} = \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A.B} = \left(1 + \frac{6 \times 0.024}{2}\right) \frac{652.07}{1.6 \times 2} = 218.44KN/cm^2$$

$$\sigma_m = \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A.B} = \left(1 + \frac{6 \times 0.024}{2}\right) \frac{652.07}{1.6 \times 2} = 189.10KN/cm^2$$

$$\sigma_{moyx} = \frac{\sigma_{mx} + 3\sigma_{Mx}}{4} = 206.52KN/cm^2 \leq 250KN/m^2 \dots \dots \dots cv;$$

$$\sigma_{moyy} = \frac{\sigma_{my} + 3\sigma_{My}}{4} = 211.10KN/cm^2 \leq 250KN/m^2 \dots \dots \dots cv.$$

• Calcul du ferrailage :

– Poids propre de la semelle :

$$Ps = \gamma \times B \times A \times h$$

$$P_{suml} = 25 \times (2) (1,6) \times 0,55$$

$$P_{suml} = 44 KN.$$

– Poids de remblai :

$$Pr = 18 (1,6 \times 2 - 0,4 \times 0,5) (2 - 0,55)$$

$$Pr = 78,3KN.$$

$$Nts = Ns + Ps + Pr$$

$$N_{ts} = 652,07 + 44 + 78,3 = 774,37 \text{KN.}$$

$$N_{tu} = N_u + 1,35(P_s + P_r)$$

$$N_{tu} = 895,54 + 1,35(44 + 78,3) = 1060,65 \text{KN.}$$

Le ferrailage se calcul avec la méthode de bielles, car on va prendre comme étant la contrainte uniforme tout au long de la semelle.

Sens X-X :

$$\eta = 1.6 ; f_{t28} = 2.1 \text{MPa} ; \sigma_s = 348 \text{MPa.}$$

$$N'_u = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_u = 907.63 \text{KN};$$

$$A_{xst} = \frac{N'_u(A-a)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{907.63 \times 10^3 \times (1600 - 400)}{8 \times 500 \times 348} = 7.82 \text{cm}^2.$$

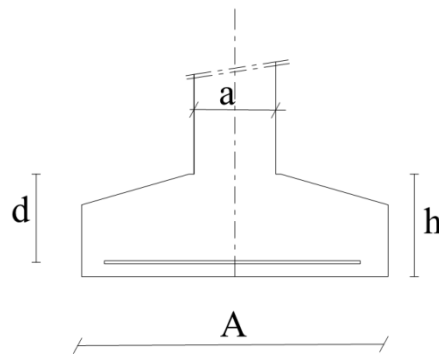


Figure VI.5 : Dimensionnement d'une semelle isolée dans le sens x-x.

Sens Y-Y:

$$\eta = 1.6 ; f_{t28} = 2.1 \text{MPa} ; \sigma_s = 348 \text{MPa.}$$

$$N'_u = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_u = 927.78 \text{KN};$$

$$A_{xst} = \frac{N'_u(B-b)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{927.78 \times 10^3 \times (2000 - 500)}{8 \times 500 \times 348} = 9.99 \text{cm}^2.$$

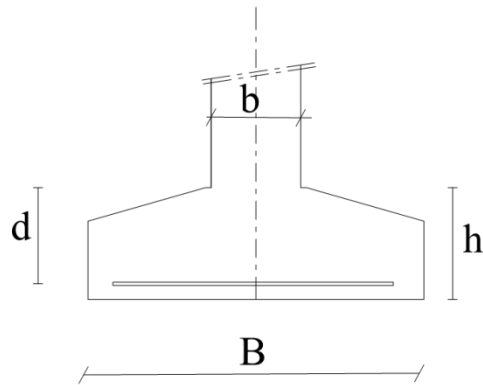


Figure VI.6 : Dimensionnement d'une semelle isolée dans le sens y-y.

- Condition de non fragilité:

Sens X-X :

$$A_{min} = 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 9,66 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max \{A_{min}; A_u\} = 9,66 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 7HA14 = 10,78 \text{ cm}^2$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

- Vérification de l'espacement :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv.}$$

- Schéma de ferrailage

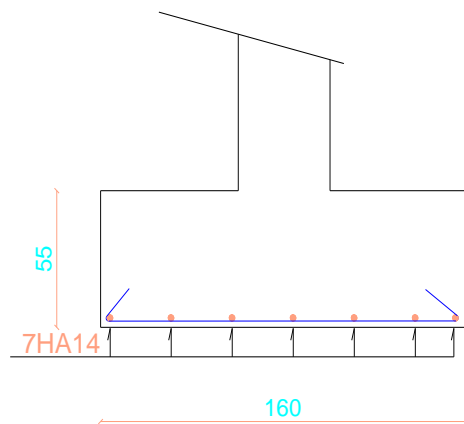


Figure VI.7 : Ferrailage de la semelle intermédiaire dans le sens x-x.

Sens Y-Y :

$$A_{min} = 0,23 \frac{b.d.f_{tj}}{f_e} = 12,075 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max \{A_{min}; A_u\} = 12,075 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 8HA14/ml = 12,32 \text{ cm}^2$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

- Vérification de l'espacement :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots cv$$

- Schéma de ferrailage

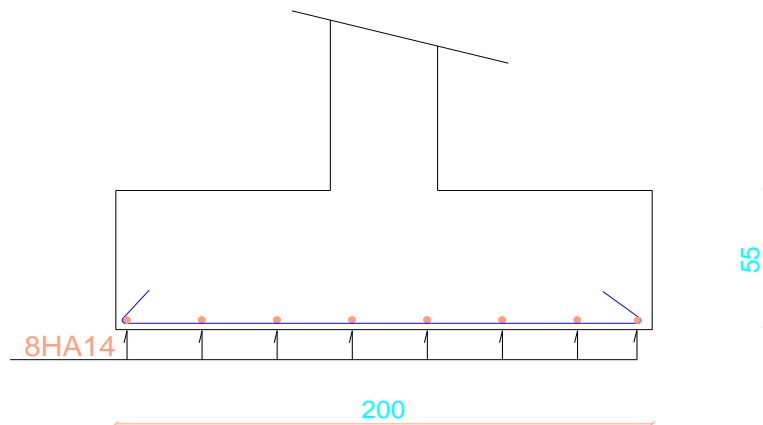


Figure VI.8 : Ferrailage de la semelle intermédiaire dans le sens y-y.

- **Vérification au poinçonnement:**

Selon (BAEL 91 Art A.5.2.4.2 P43) , la condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$N_u \leq N_{\bar{u}} = 0.045 \times p_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec : $h=0,55m$;

Le périmètre utile.

$$P_c = [(a + h + b + h) \times 2] = 4m$$

$$N_{\bar{u}} = 0.045 \times P_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b = 1650KN$$

$$N_u = N_{u0} \times \left(1 - \frac{S_0}{S_t}\right)$$

N_{u0} : Effort maximal tiré sur la semelle

$$S_0 = (a+h) \times (b+h) = 0,26m^2$$

$$S_t = A \times B = 3,2m^2$$

$$N_u = 822,77KN$$

$$N_u = 822,77KN < 1650KN \dots \dots \dots cv$$

- **L'encrage des barres**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \quad (\text{BAEL91 Art A.6.1.221 P52})$$

Avec :

L_s : Longueur de scellement ;

Ψ_s : coefficient de scellement égale à 1.5 « pour les armatures haute adhérence » ;

τ_s : contrainte d'adhérence. ;

Ø : diamètre d'armature.

d'ou

$$\tau_{su} = 0.6\psi_s^2 \cdot f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.825 \text{Mpa}$$

Donc

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{cm}$$

Alors $\frac{B}{8} \leq L_s \leq \frac{B}{4} \rightarrow$ tous les barres doivent être prolonges jusqu' aux extrémités de la semelle, mais ne peuvent pas comporter les crochets.

VI-3-2 Calcul de la semelle filante (voile 1) :

- **Calcul de la semelle filante sous voile d'épaisseur 15 cm :**

Combinaisons	Effort normal N [kN]	Moment M _x [kN.m]	Moment M _y [kN.m]
1,35G+1,5Q	526,11	40,34	0,07
G+Q	348,52	2,57	0,05
G+Q+E	582,15	3,50	2,40
0.8G+E	316,97	3,58	2,40

Tableau VI.4 : Sollicitations des semelles filantes.

- **Calcul des sollicitations**

Les sollicitations totales résultantes sont :

$$N_u = \frac{N}{L} = 157,05 \text{KN/ml}$$

$$M_u = \frac{M}{L} = 12,04 \text{KN.m/ml}$$

$$N_{ser} = \frac{N}{L} = 104,04 \text{KN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{M}{L} = 0,77 \text{KN.m/ml}$$

Vérification :

$$\frac{N_{Ser}}{\sigma_{ser}} = 0,416 \text{m}^2 < \frac{N_{ult}}{\sigma_{ult}} = 0,418 \text{m}^2$$

Donc le pré-dimensionnement se fera à l'ELU

- Calcul de l'excentricité

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{12,04}{157,05} = 0,076 \text{m}$$

Il est vraisemblablement que :

$$e_0 \leq \frac{A}{6} \Rightarrow A \geq 6e_0 = 0,46 \text{m}$$

En prenant pour débiter : **A = 1m**

Il faut que :

$$A \geq \left(1 + \frac{3e_0}{A}\right) \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \left(1 + \frac{3 \times 0,076}{1}\right) \frac{157,05}{250} = 0,77 \text{m}$$

Donc on adopte : **A=1,50m**

$$B = 1,5 \text{m} \Rightarrow \sigma = \left(1 + \frac{3e_0}{A}\right) \frac{N_u}{A \times B} = \left(1 + \frac{3 \times 0,076}{1,5}\right) \frac{157,05}{1,5 \times 1} = 120,61 \text{KN/m}^2$$

120,61KN/m² < 250KN/m²CV

$$d > \frac{A - a}{4} \rightarrow d = 0,40 \text{ cm et } h = d + 5m = 45 \text{cm}$$

- Le ferrailage:

La section d'armature principale par unité de longueur vaut :

$$A_s = \frac{N_u}{8 \times d \times \sigma_s} \left(1 + \frac{3e_0}{A}\right) (A - a) = \frac{157,05 \times 10^3}{8 \times 400 \times 348} \left(1 + \frac{3 \times 75}{1,5}\right) (1,5 - 0,4)$$

$A_s=1.78cm^2$

- Condition de non fragilité:

$A_{min} = 0,23 \frac{b.d.f_{tj}}{f_e} = 7,245cm^2.$

$A = \max \{A_{min}; A_u\} = 7,245cm^2$

On adopte : $A_s=7HA12=7,92cm^2.$

Soit : $S_t=20cm.$

- Vérification de l'espacement :

$S_t = 20cm \leq \min (3h, 33 cm) = 33cm \dots\dots\dots cv.$

- Les armatures de répartition

$A_{rep} = \frac{A}{4} \times B = \frac{7.92}{4} = 2.97cm^2$

Soit : $A_s=4HA12/ml=4,52cm^2/ml$

Soit : $S_t=20cm.$

- Vérification de l'espacement :

$S_t = 20cm \leq \min (3h, 33 cm) = 33cm \dots\dots\dots cv.$

- Schéma de ferrailage:

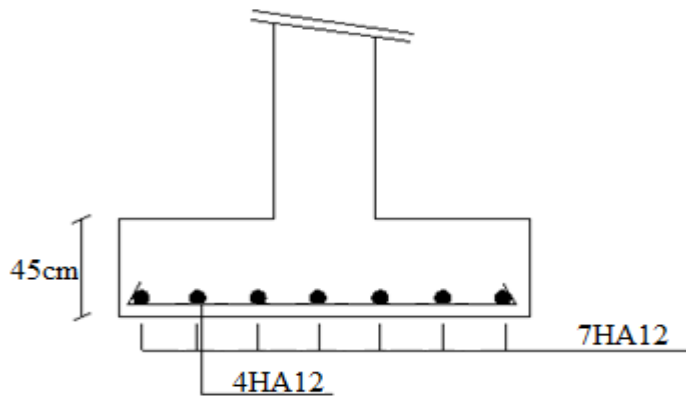


Figure VI.13: Ferrailage de semelle filante.

VI-4 Les longrines

VI-4-1 Introduction

Chapitre VI Etude de l'infrastructure

Afin d'augmenter la rigidité de la structure au niveau des fondations, il faut enchaîner l'ensemble des semelles rigides conformément aux instructions du RPA 99 ;

Les longrines seront calculées comme des tirants travaillent à la traction.

VI-4-2 Pré-dimensionnement :

Les longrines doivent être calculées pour résister à La traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha}$$

Avec :

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarités.

α : C'est le coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie site considérée.

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines dans notre cas sont :

Site de catégorie S2 $\rightarrow S=(b \times h)=(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

VI-4-3- Le ferrailage :

Le ferrailage minimum doit être de **0,6%** de la section avec des cadres d'ou l'espacement est inférieur à la **min (20 cm, 15 \emptyset)**.

$$A_s = 0,6\% B = (0,6 / 100) (30 \times 30) = 4,5 \text{ cm}^2$$

$F = \frac{N_{max}}{\alpha} = 1808,64 \text{ KN}$
$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = 5,19 \text{ cm}^2$
$A_{min}(RPA) = 0.006 \times 30 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2$
$\text{Soit : } A_s = 6 \text{ HA12} = 6.79 \text{ cm}^2$

Tableau VI.5: Ferrailage des longrines.

- L'espacement des cadres :

Chapitre VI Etude de l'infrastructure

$$St \leq \min (20\text{cm}, 15\varnothing) \quad St \leq \min (20\text{cm}, 15 \times 1,2)$$

$$St \leq \min (20\text{cm}, 18\text{cm})$$

On adopte: **St = 15cm**

- **Les armatures transversales :**

On choisit forfaitairement : **$\varnothing t = 6\text{mm}$** .

$$As = 1,5\text{cm}$$

- **Condition des armatures transversales :**

$$\varnothing t \geq 1/3 \varnothing_1 \quad \varnothing_1 \geq 1/3 \times 12$$

$$6 \text{ mm} \geq 4 \text{ mm} \dots\dots\dots cv$$

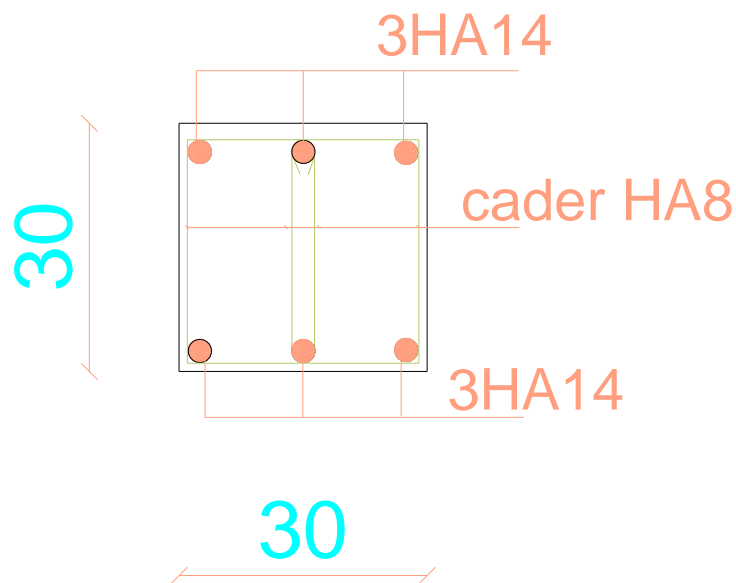


Figure VI.17 : Ferrailage des longrines.

Conclusion générale

Conclusion générale

CONCLUSION GENERAL

La réalisation du projet de fin d'étude, qui est une synthèse de plusieurs années de formation, nous a permis d'approfondir nos connaissances théoriques et pratiques sur le calcul des structures à plusieurs niveaux, tout en respectant les règlements (RPA 99 VERSION 2003), et le (CBA 93).

Pour contribuer à l'analyse dynamique de la structure, on utilisé le logiciel Logiciel ROBOT.

On peut conclure finalement que le calcul automatique permet de nous donner les résultats plus précis comparaisant à ceux donnés par le calcul manuel.

LES ANNEXES

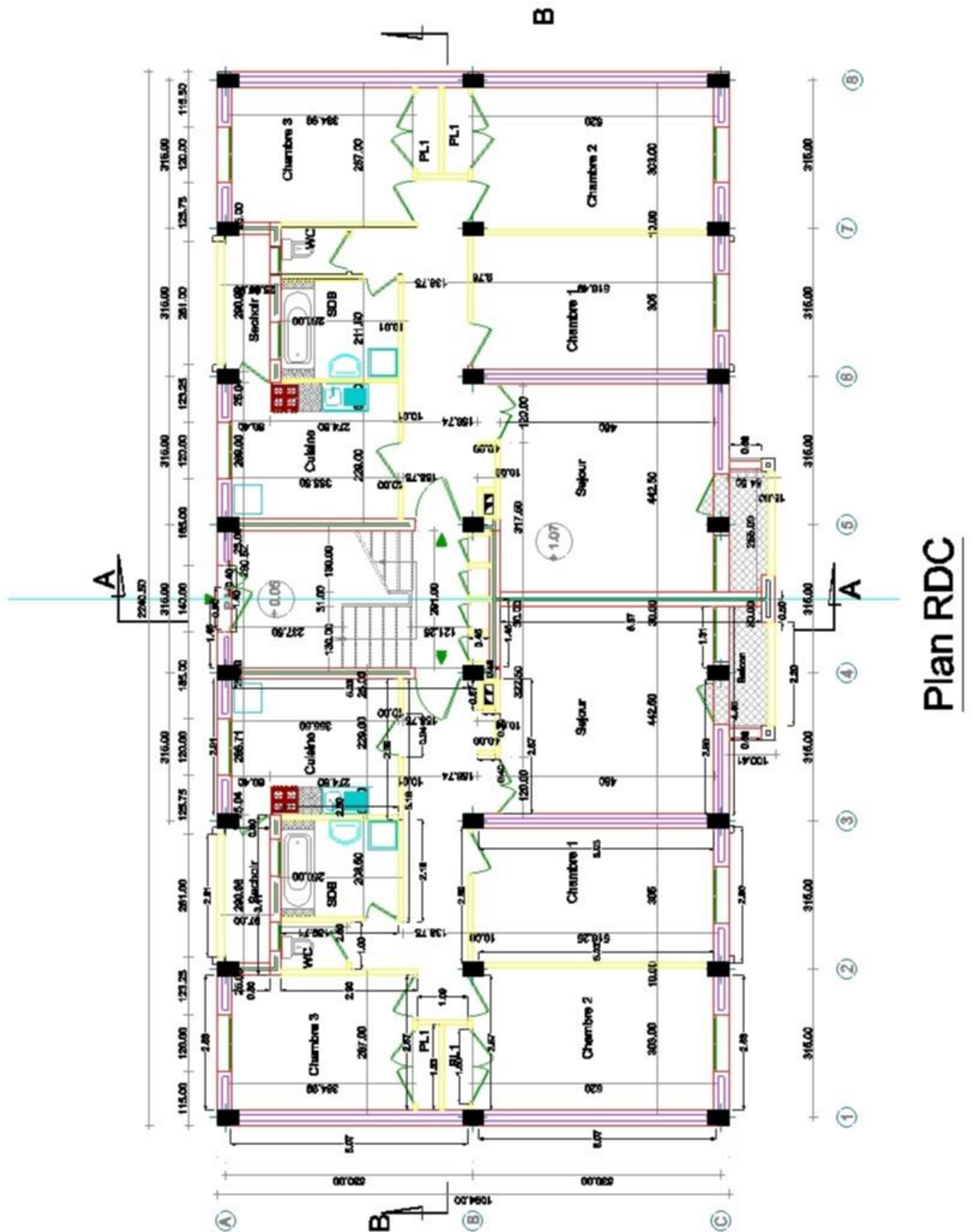
Références bibliographiques

Liste des references

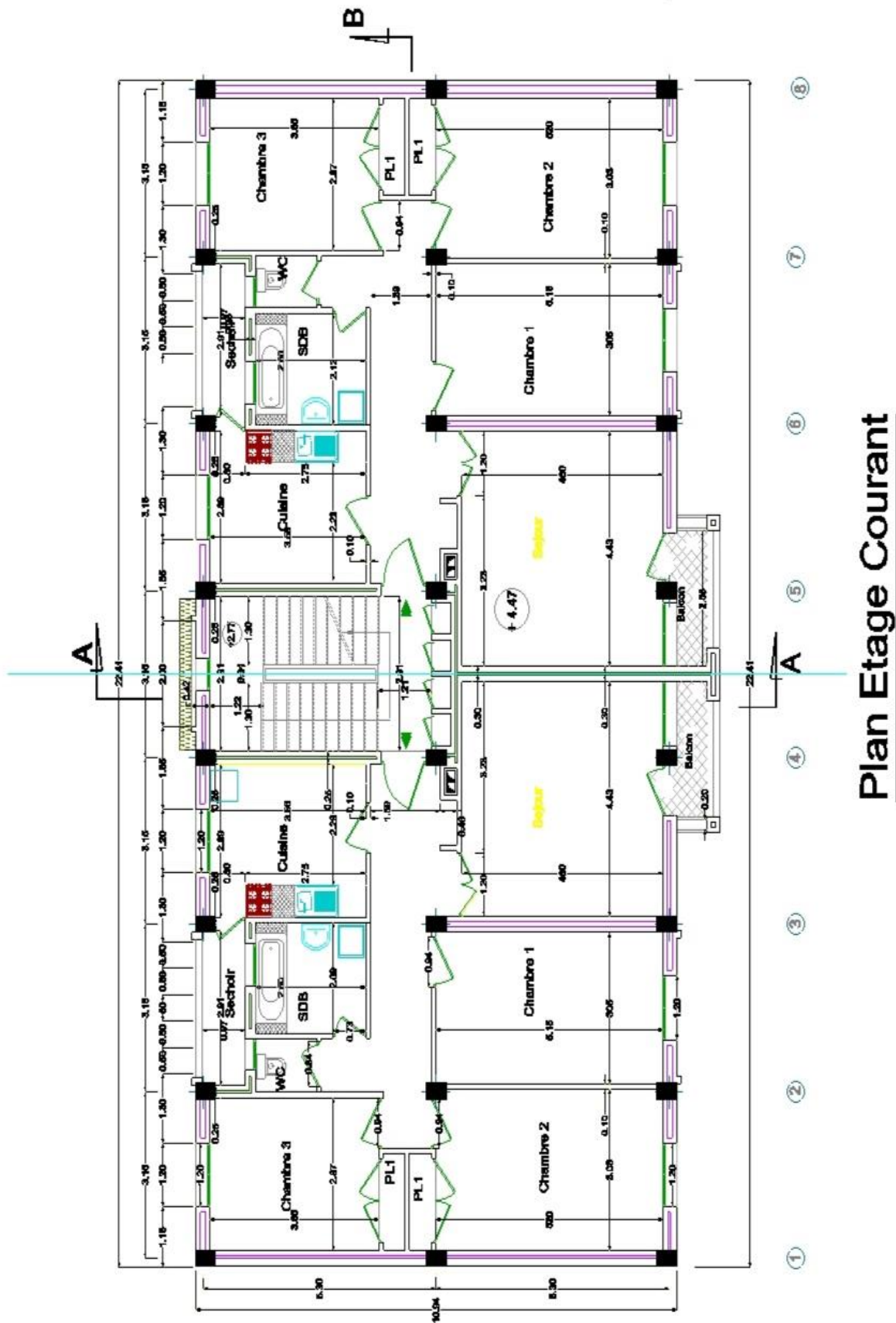
- [1]:RPA99/V2003 artc 3.2
- [2]: BAEL 91 artc A .1.2
- [3]: BAEL 91 artc. A.3.1, 3
- [4]: BAEL 91 art. A2.1, 11
- [5]: BAEL 91 art. A2.1, 12
- [6]: CBA93 art A.2.1.2.1
- [7]: CBA93 art A.2.1, 22
- [8]: BAEL 91art A.2.1, 3
- [9]: CBA93art. A.2.2, 1
- [10]: BAEL 91art. A.4.3, 2
- [11]: BAEL 91Art. A.4.5, 1
- [12]: BAEL 91art. A.4.3,2 & art. A.4.3,3
- [13]: BAEL 91art. A.4.3,41
- [14]: CBA93Art5.1.2.1.1p5
- [15]: BAEL91.ART.B.6.8p423
- [16]: BAEL91artB.6.8p424
- [17]: CBA93art.A.5.12.11.p39
- [18]: RPA99/V2003p.61art71
- [19]:RPA99/V2003A75.1
- [20]:RPA99/V200art7.5.1p69
- [21]: DTR B.C.2.2 artcC.3 page 39
- [22]:DTR B.C.2.2 artc C.1.1page 36
- [23]: DTR B.C.2.2 artc 6.3 page 16
- [24]: DTU BAEL91 artc B.8.4.1 page 112
- [25]: guide de calcul – BETON ARME artc 9.1
page 59
- [26]: guide de calcul – BETON ARME artc 9.3
page 61
- [27]: guide de calcul – BETON ARME artc 9.3
page 60
- [28]: RRA 99/V2003 artc 7.4.3.1 page 63
- [29]: RRA 99/V2003 artc 6.2.3

Références bibliographiques

- [30]: RRA 99/V2003 Tab 4.1 page 38
- [31]: RRA 99/V2003 Tab 6.1 page 59
- [32]: BAEL 91 artc A.4.2.1
- [33]: DTU BAEL91 artc A.8.4.241
- [34]: DTU BAEL91 artc A.8.4.2.42
- [35]: DTU BAEL91 artc A.5.1
- [36]: RPA99/V2003art4.11p25
- [37]: RPA99/V2003Art4.1.2p25
- [38]: RPA99/V2003art4.2.3p26
- [39]: Tableau 4.1RPA99/v2003
- [40]: Tableau 4.3RPA99/v2003
- [41]: Tableau 4.7RPA99/v2003
- [42]: Tableau 4.4RPA99/v2003
- [43]: RPA99/V2003 article(4.34a)p99
- [44]: RPA99/V2003Art4.3.6
- [45]: Tableau 4.7RPA99/v2003
- [46]: Tableau 4.4RPA99/v2003
- [47]: RPA99-2003 artc 7.5.2.1
- [48]: RPA99/2003 artc 7.5.2.2
- [49]: BAEL91 artc A.4.2, 1
- [50]: RPA 99 /V2003 artc 7.4.2.1page65
- [51]: RPA 99 /V2003 artc 7.4.2.2 page 66

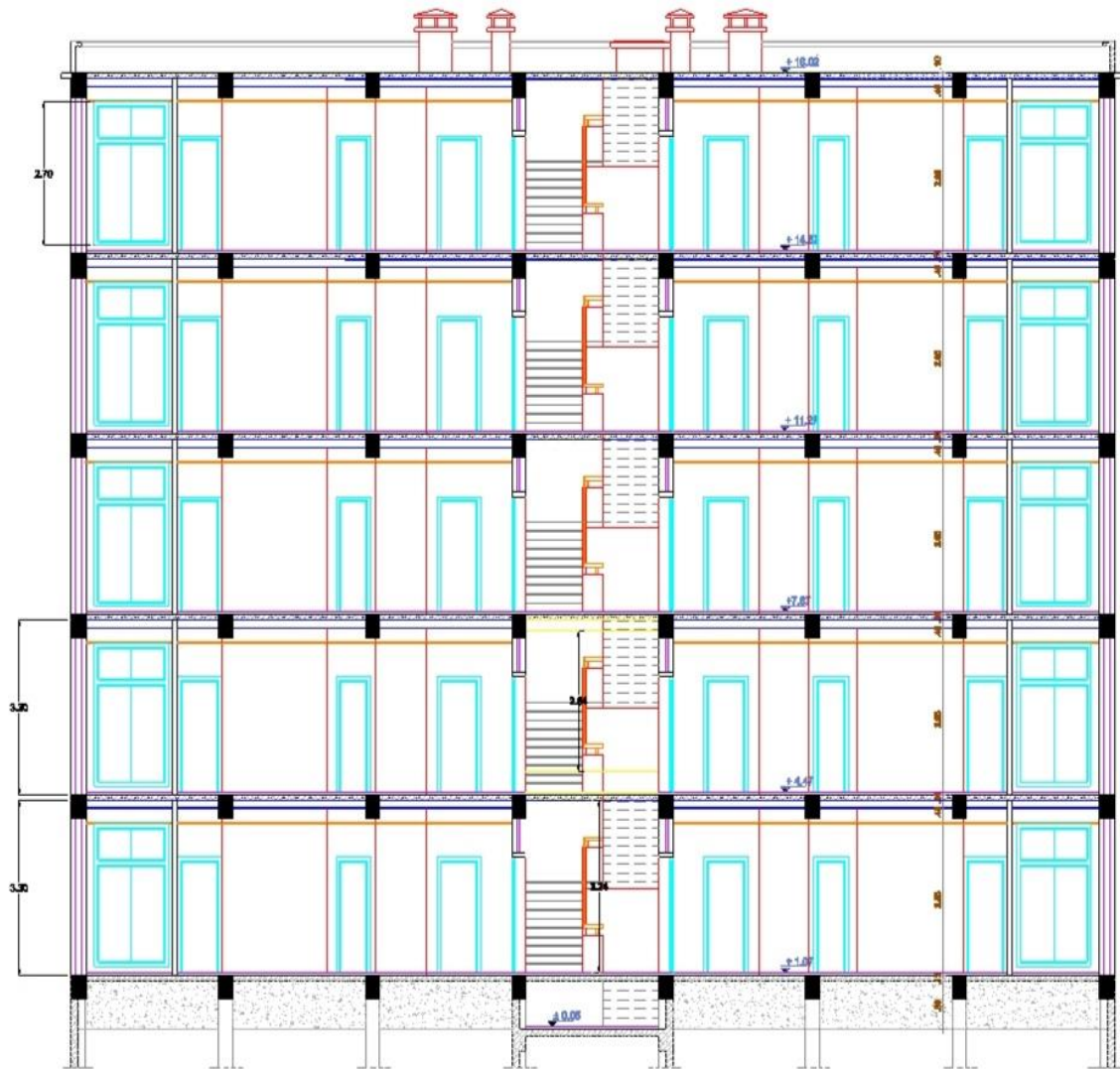


Plan RDC



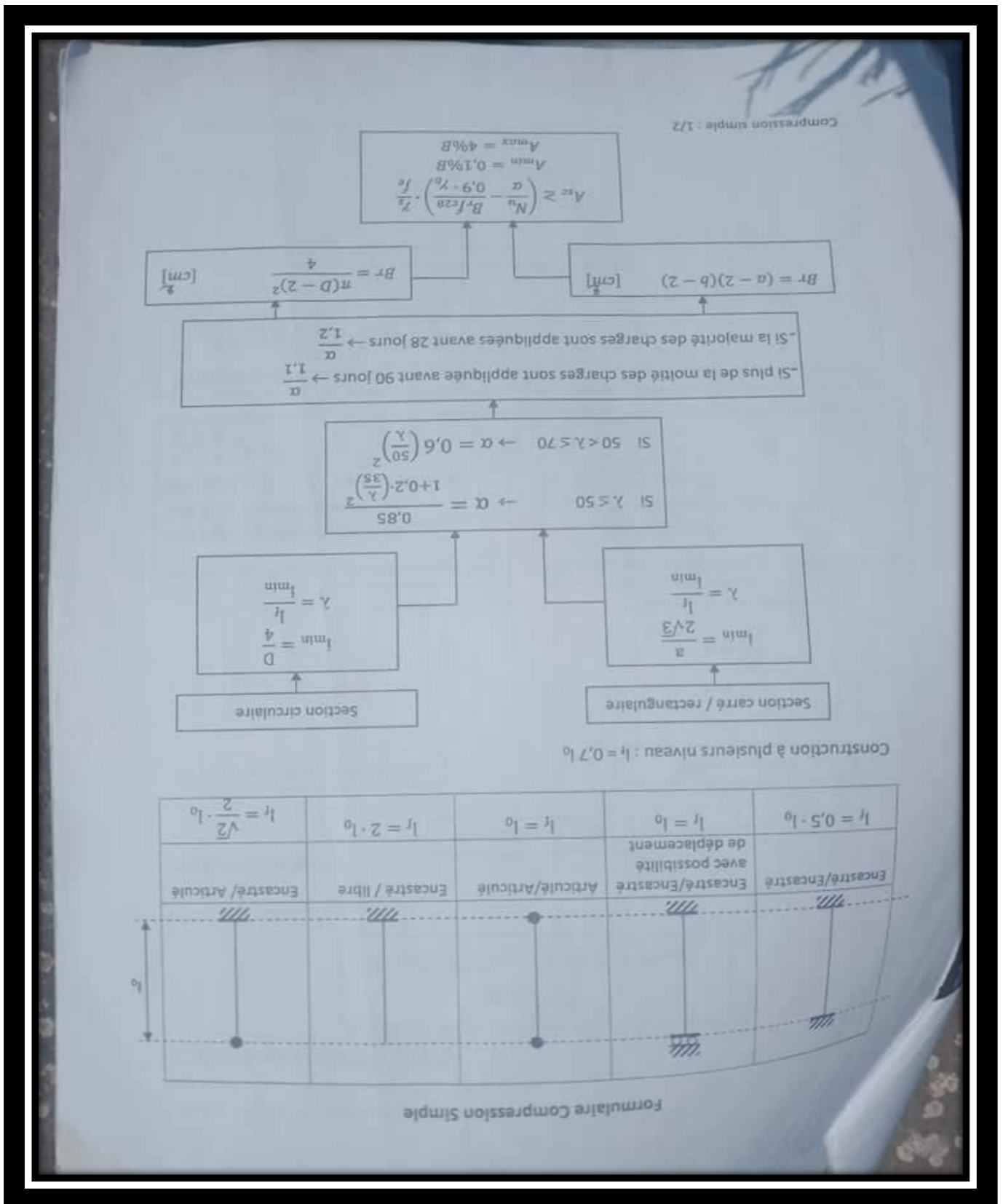
Plan Etage Courant

Références bibliographiques

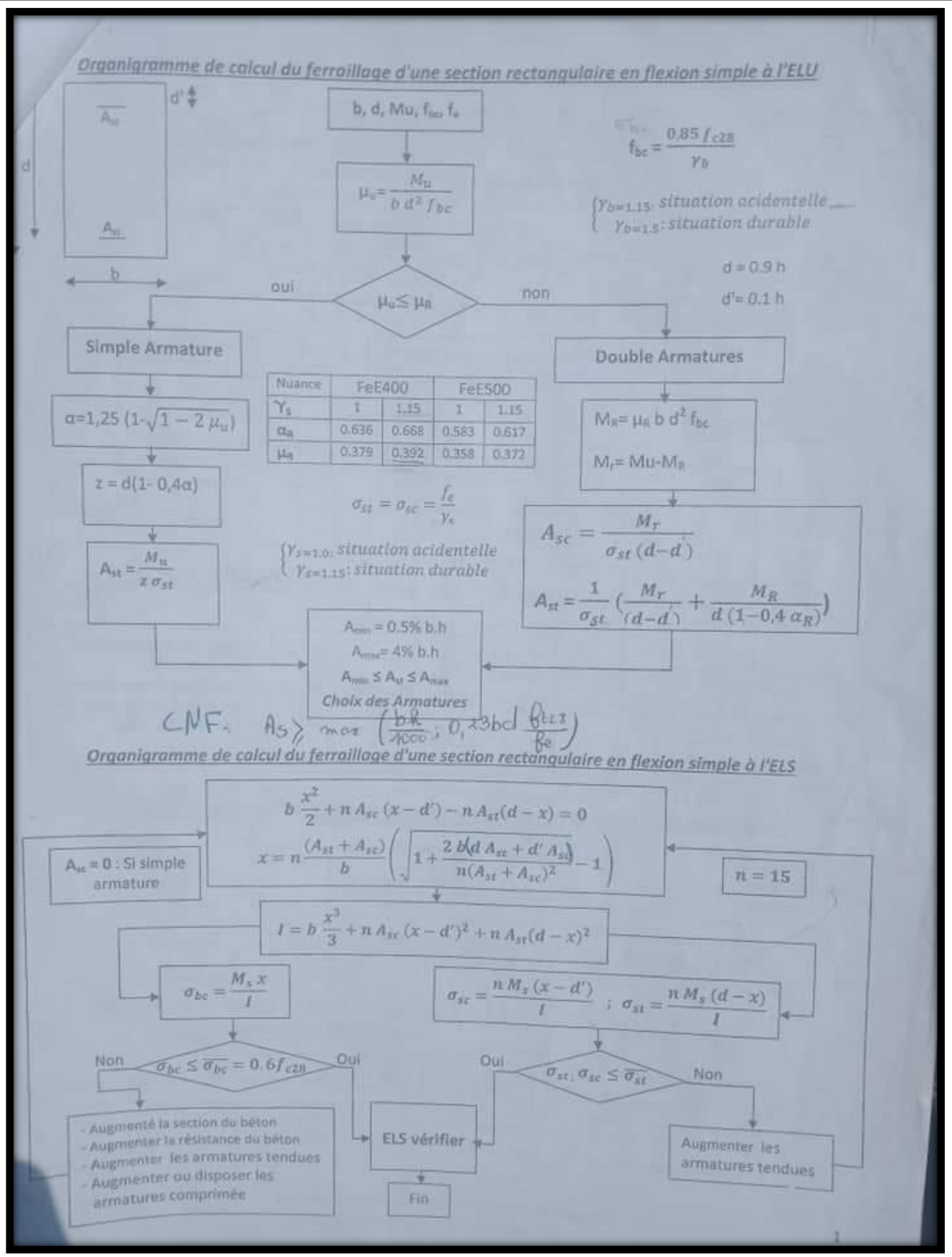


Coupe A-A

Références bibliographiques



Références bibliographiques



Références bibliographiques

Références

Bibliographiques

Références bibliographiques

Bibliographie

- **Règlements :**

Béton Armé aux Etats Limites « BAEL 91 modifié 99 », Jean Pierre Mougine, EYROLLES, 2000.

Pratique du BAEL91 Cours et Exercices corrigés, Jean Perchat & Jean Roux, EYROLLES, 1998.

Maitrise du BAEL91 Cours et des D.T.U Associés, Jean Perchat & Jean Roux, EYROLLES, 1997.

DTR B C 2 41 « Règles De Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé

C.B.A.93 », Centre National De Recherche Appliquée En Génie-Parasismique C.G.S, 1993.

DTR B C 2 48 « Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 / Version 2003 », Centre National De Recherche Appliquée En Génie-Parasismique C.G.S, 2003.

DTR B C 2 2 « Charges Permanentes et Charges d'Exploitation », Centre National De Recherche Appliquée En Génie-Parasismique C.G.S, 1992.

- **Logiciels :**

Autodesk Robo Structural
Analysis 2014. Autodesk Autocad
2014.
SOCOTEC.

- **Autres documents consulté :**

Mémoires de fin d'études.
Cours de béton armée de la 3 eme année Licence
Cours de génie parasismique de 1er année Master.

ملخص :

ان الهدف من العمل هو دراسة منشأ من الخرسانة المسلحة يتكون من طابق ارضي و خمس طوابق يعتزم اقامته في ولاية خنشلة المصنفة كمنطقة ذات نشاط زلزالي ضعيف. مقاومة البناية محققة بواسطة نظام (اعمدة و عارضات +جدران مسلحة).وقد تم التصميم وفقا لقوانين ومعايير البناء المطبقة في الجزائر (RPA99/version2003; BAEL 91/modifié99) الدراسة الديناميكية تمت بواسطة برنامج (ROBOT 2014) و في اخير تمت دراسة البنية التحتية.

كلمات المفتاحية: خرسانة مسلحة; تدعيم مختلط ; اعمدة ; عارضات جدران.

RÉSUMÉ :

Le but de ce travail est l'étude d'un bâtiment béton armé (R+5) qui sera implantée à **KHENCHELA**, classée comme une zone à faible sismicité. La résistance du bâtiment est assurée par un système de contreventement mixte (portiques+voiles).La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (**RPA99/version2003, BAEL 91/modifié99**). L'étude dynamique a été faite sur le logiciel **ROBOBAT 2014** Finalement, l'étude de l'infrastructure du bâtiment.

Mots clés: Béton armé, contreventement mixte, étude dynamique, poteaux, poutres, voiles.

Abstrac

This work aims the analysis of a reinforced concrete structure with (R+5) floors, which will be implanted in **KHENCHELA** classed as a low seismic zone. The resistance of the building is ensured by a mixed brace system (frame+shells). The conception has been done according to construction laws applied in Algeria (**RPA99/version2003, BAEL 91 modifié99**). The dynamic analysis has been done by the use of **ROBOBAT 2014** Finlay, The substructure has been analysed by calculating the ribbed strike.

Key words: Reinforced concrete, mixed brace system, dynamic analysis, columns, beams, shells.