

**UNIVERSITE LIBRE DES PAYS DES GRANDS LACS**

**« U.L.P.G.L/GOMA »**



BP. 368 GOMA

[www.ulpgl.net](http://www.ulpgl.net)

**FACULTE DE SCIENCES ET TECHNOLOGIES APPLIQUEES**

**DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**

**CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UN BATIMENT  
R+2 SERVANT DE MAISON DE PASSAGE A GOMA : « CAS  
DU QUARTIER MAPENDO. »**

Travail présenté en vue de l'obtention du Diplôme de  
Gradué en Sciences et Technologies Appliquées

Présenté par : **MAYALA PACIFIQUE Kataka**

Option : **Génie Civil**

Directeur: **Dr. Ir. Ally ALLYNABIWE**

Encadreur : **Ir KOKO KATUMBI Pascal**

**ANNEE ACADEMIQUE : 2021-2022**

## **EPIGRAPHE**

« L'éducation est l'arme la plus puissante que vous puissiez utiliser pour changer le monde. »

**Nelson MANDELA**

## **DEDICACES**

A vous nos très chers parents MAYALA Jean-Pierre et KAVIRA KAYIHEMBAKO, partis trop tôt. Votre souvenir reste en nous comme un réconfort et votre image demeurera devant nos yeux en vivant exemple. Et à tous ceux qui nous sont chers : nous dédions ce travail.

## REMERCIEMENTS

Au terme du premier cycle de notre formation en sciences de l'ingénieur, précisément en génie civil, nous rendons vivement grâce à l'Eternel pour tant de merveilles dont il a fait montre à notre égard.

Cela étant, nous tenons à remercier de tout cœur le Dr. Ally ALLINABIWE et l'Ass. KOKO KATUMBI Pascal qui, malgré leurs lourdes responsabilités académiques, professionnelles et matrimoniales ; ont bien acceptés de diriger et encadrer ce travail. Leurs suggestions méthodologiques pertinentes ont contribué énormément à l'élaboration de notre travail. Nous tenons par ailleurs à exprimer notre profonde gratitude aux autorités académiques de l'U.L.P.G.L/GOMA en général et de façon particulière au corps professoral de la F.S.T.A pour les efforts inlassables qu'ils ont ménagés en vue de notre formation scientifique.

Nous formulons notre profonde gratitude à notre aimable et excellent père KATAKA Joachim ; pour tant d'amour, de privations et de sacrifices consentis pour notre éducation en vue de faire de nous des hommes dignes et pour tous les soins dont vous avez entouré notre enfance; vous que Dieu nous a enlevé précocement. Guidés par votre exemple, nous ne chercherons d'autre chemin que celui que vous nous avez tracé ; le chemin de l'honneur, du travail et du devoir.

Nous tenons à présenter nos vifs remerciements à notre chère mère Sylvie NDAVEGHERA pour son indéfectible soutien tant moral que matériel ainsi que pour les sages conseils et encouragements qu'elle n'a cessé de nous prodiguer.

Nous exprimons aussi notre gratitude à monsieur Lionel SAFARI et madame Edwige KALWANA, nos tuteurs à GOMA, pour tout ce qu'ils font et ne se laisseront jamais de faire pour nous. Nous leurs adressons ici l'expression de notre bien vive reconnaissance.

Que tous les amis et connaissances qui, d'une manière ou d'une autre, nous ont aidés à découvrir le monde, l'homme et l'Absolu ; et ont ainsi contribué à l'élaboration de ce travail et qui n'ont pas été cités, ne croient pas à un oubli délibéré de notre part, mais qu'ils daignent trouver l'expression de nos sentiments de profonde gratitude.

MAYALA PACIFIQUE Kataka.

## RESUME

L'ensemble des ouvrages en BA présente un impact très profond sur notre manière de vivre. Que ce soit des ponts, des bâtiments ou d'autres édifices, ce matériau composite est utilisé pour améliorer le cadre de vie de ses usagers.

Le présent travail s'inscrit dans le cadre d'un travail de fin de cycle en vue de l'obtention du diplôme de graduat, intitulé « *Conception et dimensionnement d'un bâtiment R+2 servant de maison de passage à GOMA : cas du quartier MAPENDO* ».

L'étude de ce projet porte dans un premier temps sur les généralités ; la conception de la structure porteuse enfin de dégager les différents plans architecturaux de l'ouvrage, l'étude du géotechnique du milieu d'étude ainsi que la méthodologie de dimensionnement d'une structure en béton armé viennent en second lieu ; enfin le calcul de dimensionnement des éléments résistants entre autres les planchers en dalles pleines, les poutres, les poteaux et la fondation ainsi que leur ferrailage pour vérifier la résistance de la structure aux différents états limites en utilisant les normes RPA99 V2003 et BAEL91..

Après calcul et vérification, nous avons adopté les valeurs suivantes : pour les planchers une épaisseur de 16 cm, pour les poutres une section de  $(15 \times 35) \text{ cm}^2$  et pour les poteaux une section rectangulaire de  $(20 \times 30) \text{ cm}^2$ .

Mots clés: Conception, dimensionnement.

## ABSTRACT

All the reinforced concrete structures have a very profound impact on our way of life. Whether it is bridges, buildings or other buildings, this composite material is used for the living environment of its users.

This work is part of an end-of-cycle work with a view to obtaining the graduate diploma, entitled "*Design and dimensioning of an R+2 building serving a temporary house at GOMA: on MAPENDO district*".

The study of this project relates firstly the generalities, the design of the various architectural plans of the structure, the geotechnic's study and the sizing's methodology of a reinforced concrete structure secondly; finally the sizing calculation of the resistant elements including the floors on solid slabs, beams, columns and floors (solid slabs) and foundation and their reinforcement to check the resistance of the structure to different limit states using RPA99 V2003 standards and BAEL91 rules.

After calculation and verification, we adopted the following values: for the floors a thickness of 16 cm, for the beams a section of  $(15 \times 35) \text{ cm}^2$  and for the columns a rectangular section of  $(20 \times 30) \text{ cm}^2$ .

Keys words: Design, sizing.

## TABLE DES MATIERES

EPIGRAPHE.....	1
DEDICACES.....	2
REMERCIEMENTS.....	3
RESUME.....	4
ABSTRACT.....	5
TABLE DES MATIERES.....	6
SIGLES ET ABREVIATIONS.....	9
LISTE DES TABLEAUX.....	11
LISTE DES FIGURES.....	12
INTRODUCTION GENERALE.....	13
Chapitre I : REVUE DE LA LITTERATURE.....	15
INTRODUCTION.....	15
I.1. MAISON DE PASSAGE [2].....	15
I.1.1. Introduction.....	15
I.1.2. Historique.....	15
I.1.3. Organisation et usage.....	16
I.2. MATERIAUX DE CONSTRUCTION : BETON ARME.....	16
I.2.1. Introduction au béton armé.....	16
I.2.2 LE BETON.....	17
I.2.3. L'acier.....	21
I.2.3. Association Acier- Béton.....	24
I.2.4. Prescriptions réglementaires.....	27
I.2.5. Actions caractéristiques.....	28
I.2.6. Les combinaisons et les sollicitations de calcul. [5].....	29
I.3. TERMINOLOGIE.....	31
I.3.1. Introduction.....	31
I.3.2. La structure d'un bâtiment [10].....	31
I.3.3. Les structures porteuses : murs, poutres, poteaux, planchers et linteaux.....	31
I.3.4. Les fondations.....	33
I.3. CONCLUSION PARTIELLE.....	33
Chapitre deuxième : METHODOLOGIE DE CALCUL DE DIMENSIONNEMENT D'UNE STRUCTURE EN BETON ARME.....	34

INTRODUCTION .....	34
II.1. PRESENTATION DU MILIEU D'ETUDE ET DE L'OUVRAGE .....	34
II.1.1. Introduction .....	34
II.1.2. Présentation du milieu d'étude et rapport du sol .....	34
II.2. DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE EN B.A.....	35
II.2.1. Pré-dimensionnement. ....	36
II.2.2. L'évaluation des charges .....	45
II.2.3. Etude sur les éléments de la structure.....	49
II.4. CONCLUSION PARTIELLE .....	69
Chapitre troisième : DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE, ANALYSE ET	
INTERPRETATION DES RESULTATS.....	70
INTRODUCTION .....	70
III.1. DONNEES DE BASE [1].....	70
III.1.1. Caractéristiques géométriques et fonctionnels de l'ouvrage.....	70
III.1.2. Charges permanentes.....	71
III.1.3. Charges d'exploitation.....	71
III.1.4. Vent.....	71
III.2. PRE DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE.....	72
III.2.1. Pré dimensionnement des planchers en BA .....	72
III.2.2. Pré dimensionnement des poutres .....	72
III.2.3. Pré dimensionnement des poteaux (colonnes).....	73
III.2.4. Pré dimensionnement de l'escalier .....	74
III.3. EVALUATION DES CHARGES .....	75
III.3.1. Les planchers.....	75
III.3.2. Les poutres .....	76
III.3.3. Les poteaux.....	77
III.3.4. Les escaliers.....	78
III.3.5. Les murs .....	79
III.4. ETUDE SUR LES ELEMENTS DE LA STRUCTURE .....	80
III.4.1. Dimensionnement des planchers.....	80
III.4.2. Dimensionnement des poutres .....	85
III.4.3. Dimensionnement des escaliers.....	88
III.4.4. Dimensionnement des colonnes .....	97

III.4.5. Dimensionnement de la fondation.....	99
III.4.5.2. Calcul des armatures.....	100
III.5. CONCLUSION PARTIELLE.....	101
CONCLUSION GENERALE .....	102
BIBLIOGRAPHIE.....	103
ANNEXES.....	105

## SIGLES ET ABREVIATIONS

<b>B.A</b>	: Béton Armé
<b>B.A.E.L</b>	: Béton Armé aux Etats Limites
<b>E.L.U</b>	: Etat Limite Ultime
<b>E.L.S</b>	: Etat Limite de Service
<b>R.P.A</b>	: Règles Parasismiques Algériennes
<b>MPa</b>	: Méga pascal
<b>KN</b>	: Kilo Newton
<b>Nm</b>	: Newton mètre
<b>M</b>	: Mètre
<b>Cm</b>	: Centimètre
<b>RDC</b>	: Rez-de-chaussée
<b>MDC</b>	: Matériaux de construction
<b>U.L.P.G.L</b>	: Université Libre des Pays des Grands Lacs
<b>F.S.T.A</b>	: Faculté des Sciences et Technologies Appliquées
<b>G</b>	: Charge/action permanente
<b>Q</b>	: Charge/action d'exploitation
<b>E</b>	: module de Young
<b>T</b>	: Effort tranchant
<b>N</b>	: Effort normal
<b>M</b>	: Moment fléchissant
<b>A</b>	: Coefficient fonction de $\lambda$
<b>I</b>	: Moment d'inertie
<b>B</b>	: Longueur de base
<b>H</b>	: Hauteur
<b>L</b>	: Longueur de la portée
<b>N</b>	: Coefficient de poisson
$\overline{\sigma}_{bc}$	: Contrainte admissible du béton
$\overline{\sigma}_{st}$	: Contrainte admissible de l'acier
$\overline{\tau}_u$	: Contrainte ultime de cisaillement

$\sigma_{bc}$	: Contrainte du béton
$\sigma_{st}$	: Contrainte d'acier
$\tau_u$	: Contrainte de cisaillement
$f_{bc}$	: Contrainte de calcul pour le béton
$f_{cj}$	: Résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours
$f_{tj}$	: Résistance à la traction
$f_{c28}$	: Résistance à la compression à 28 jours
$F_e$	: Limite élastique de l'acier
$E_{ij}$	: Module d'élasticité longitudinal instantané
$E_{vj}$	: Module d'élasticité longitudinal différé
$f_{t28}$	: Résistance à la traction du béton
$\sigma_b$	: Coefficient de sécurité du béton
$\sigma_s$	: Coefficient de sécurité de l'acier
$N_u$	: Effort normal ultime (compression) $\varphi$
$\Phi$	: Diamètre
$A_{st}$	: Section d'armature
$A_r$	: Armature de répartition
$P_{eq}$	: La charge équivalente
$A_{min}$	: Section condition de non fragilité
$A_m'$	: Section pourcentage minimale
$S_t$	: Espacement entre les armatures
$M_T$	: Moment en travée
$M_a$	: Appui de rive
$\lambda_g$	: L'élancement géométrique du poteau
$L_f$	: Longueur de flambement du poteau
$M$	: Coefficient sans dimension
$\overline{\sigma}_{sol}$	: Contrainte admissible du sol
$\gamma_h$	: Poids spécifique
$I_x, I_y$	: Moment d'inertie
$X_G, Y_G$	: Centre de gravité

## LISTE DES TABLEAUX

<i>Tableau I.1 : Rapport entre <math>f_{cj}</math> et <math>f_{c28}</math> [6].....</i>	19
<i>Tableau I.2 : Valeur de <math>\theta</math>. [6].....</i>	20
<i>Tableau I.3 : Types d'aciers et leurs caractéristiques.....</i>	21
<i>Tableau I.4: Caractéristiques mécaniques des différents types d'armatures [6].....</i>	23
<i>Tableau II.1: Contrainte admissible de la roche du site.....</i>	35
<i>Tableau III.1: Hypothèses de calcul.....</i>	70
<i>Tableau III.2: Charges permanents.....</i>	71
<i>Tableau III.3: Charges à la terrasse accessible dues au plancher.....</i>	75
<i>Tableau III.4: Charges à l'étage courant dues au plancher.....</i>	75
<i>Tableau III.5: la combinaison des charges sur la poutre principale.....</i>	77
<i>Tableau III.6: la combinaison des charges sur le poteau le plus chargé.....</i>	78
<i>Tableau III.7: Descente des charges dues au palier de l'escalier.....</i>	78
<i>Tableau III.8: Descente des charges dues à la paillasse de l'escalier.....</i>	79
<i>Tableau III.9 : Descente des charges dues aux murs [7].....</i>	79
<i>Tableau III.10: Moments du panneau le plus chargé du plancher étage courant.....</i>	81
<i>Tableau III.11: Ferrailage de la dalle.....</i>	81
<i>Tableau III.12: Ferrailage de la dalle.....</i>	82
<i>Tableau III.13: Moments du panneau le plus chargé du plancher étage courant.....</i>	83
<i>Tableau III.14 : Ferrailage de la dalle.....</i>	84
<i>Tableau III.15: Ferrailage de la dalle.....</i>	84
<i>Tableau III.17: Résultats des moments et de l'effort tranchant de l'escalier.....</i>	90
<i>Tableau III.18: les armatures longitudinales en E.L.U.....</i>	91
<i>Tableau III.19: les sections armatures longitudinales de l'escalier.....</i>	92
<i>Tableau III.20: les armatures de répartition.....</i>	92

## LISTE DES FIGURES

<i>Figure I.1: Diagramme contraintes-déformations du béton .....</i>	<i>19</i>
<i>Figure I.2: Module de déformation longitudinale du béton .....</i>	<i>20</i>
<i>Figure I.3: Diagramme contrainte-déformation sur les différents types d'armatures.....</i>	<i>22</i>
<i>Figure I.4: Diagramme contraintes-déformations de l'acier.....</i>	<i>24</i>
<i>Figure I.5: Développement des contraintes de cisaillement [8].....</i>	<i>24</i>
<i>Figure II.1: Le poteau le plus sollicité.....</i>	<i>40</i>
<i>Figure II.2: les parties d'un escalier.....</i>	<i>42</i>
<i>Figure II.3: La transmission des charges du panneau de plancher sur une poutre.....</i>	<i>47</i>
<i>Figure II.4: Section minimale d'armature du plancher.....</i>	<i>51</i>
<i>Figure III.1: Dimensions des poutres principales et secondaires.....</i>	<i>73</i>

## INTRODUCTION GENERALE

Construire a toujours été l'un des plus grands soucis et l'une des grandes occupations privilégiées de l'homme pour trouver un abri où règnent la sécurité et le confort. Des cavernes ayant abrités les hommes primitifs aux infrastructures incroyables de l'homme moderne, le domaine de construction a connu d'innombrables innovations non seulement dans les procédés de conception et de réalisation mais aussi dans les techniques et les matériaux utilisés dans les structures, selon les besoins et les capacités.

Les ingénieurs en génie civil sont censés concevoir, c'est-à-dire créer par l'imagination, des structures offrant bien et confort mais aussi dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis des aléas naturels. Par ailleurs, dimensionner un bâtiment dans les règles de l'art revient à déterminer pour chacun des éléments structuraux (poutre, poteau, plancher,...) de ce bâtiment, les dimensions convenables, les caractéristiques du béton à utiliser, les aciers à employer et surtout comment allier ces deux éléments.

Force est de constater qu'aujourd'hui encore, le mauvais dimensionnement des structures pose des graves problèmes dans notre pays mais aussi dans plusieurs autres pays du monde. Ce qui mène, dans la plupart des cas, à des nombreux accidents tels la ruine partielle ou totale des structures. De ce fait, le législateur congolais par la loi N° 135 du 20/06/1957 Art.20 portant sur code des ingénieurs avec des dispositions particulières sur la construction des bâtiments et rendant obligatoire à la responsabilité exclusive du ministère du plan, urbanisme et habitat; donne l'autorisation de bâtir à quelconque individu si le contrôle de vérification de la conception et dimensionnement de son plan a été effectué. Ce travail de fin d'étude s'inscrit donc à juste titre dans ce cadre d'une part. [1]

D'autre part, un fait marquant ayant attiré toute notre attention : de fois, il se présente des contretemps dus aux pannes, météorologie défavorable, pénurie d'essence, ... quant à ce qui est des programmes de voyage par voie aérienne une fois l'avion ayant fait escale à l'aéroport international de GOMA venant d'autres contrées du pays ou d'ailleurs et attendant de rallier la prochaine destination. Ce qui conduit au report de voyage à une date ultérieure. La construction d'un bâtiment servant de maison de passage dans les quartiers environnant l'aéroport de GOMA, tel MAPENDO, permettrait de trouver un abri où héberger un plus grand nombre de ces passagers n'ayant pas de famille d'accueil à GOMA.

**Commentaire [PKK1]:** Après avoir lu ton introduction, je trouve que cette dernière ne renferme pas les éléments nécessaires qu'elle doit contenir, elle est presque en grande partie vide de sens. Mais alors je te propose de la restructurer de telle sorte à avoir des grands points.

- 1. Généralités
- 2. Identification et formulation du problème.
- 3. Questions de recherche
- 4. Formulation des hypothèses
- 6. Justification du choix du sujet et motivation
- 7. Objectifs généraux et spécifiques
- 8. Subdivision du travail

Je te conseil de mettre l'ensemble de ces points dans ton introduction, et le faisant ressortir par exemple

1 généralités  
.....  
.....  
.....

2 identification et formulation du problème  
.....  
.....  
.....;

C'est juste en le faisant comme ça que t'auras à avoir une bonne introduction pour qui par la suite on réduira en un seul bloc comme prévu.

Aussi il faut faire ton texte dans Times New Roman, interlinge de 1,5 ; et il faut justifier tes paragraphes.

Cela étant, il y a lieu de se poser certaines questions qui serviront de fil d'Ariane à notre étude, à savoir :

- Comment concevoir et procéder à l'étude complète d'un bon dimensionnement d'un bâtiment R+2 servant de maison de passage dans le quartier MAPENDO ?
- Quelles sont les charges que devra supporter cette structure ?
- Quelles sont les conditions géotechniques du milieu d'implantation du dit bâtiment ?

Pour ce, il convient de proposer une conception architecturale adaptée, bien maîtriser les charges permanentes du bâtiment, les charges d'exploitation à prendre en compte, ainsi que leurs combinaisons. De même, il doit être tenu compte de la nature et des caractéristiques du sol sur lequel la construction sera érigée. Sans oublier la nécessité de la conception d'une structure qui pourra transmettre d'une manière optimale au sol, les charges engendrées par le bâtiment. Ce qui permettra sans nul doute de dimensionner définitivement chaque élément en conformité avec la sécurité imposée par les règlements en vigueur.

Ainsi dit, au terme de ce travail, nous aurons étudié une structure qui pourra servir de maison de passage dans le quartier MAPENDO. De façon particulière, en assurant avant tout la sécurité des usagers d'une telle structure de 3 étages. Ensuite, cette structure devra entre autres durer dans le temps et résister aux éventuels assauts naturels et accidentels qui pourraient la menacer. Cela passe par un bon dimensionnement tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur et les documents techniques y afférant.

Excepté l'introduction et la conclusion, nous avons jugé utile de scinder notre travail en trois chapitres dont le premier fait la présentation des quelques généralités qui nous placent dans le vif de notre étude; le deuxième chapitre est consacré à la méthodologie de calcul du dimensionnement d'une structure en béton armé et enfin le dimensionnement des éléments résistants de la structure ainsi que leur ferrailage, la présentation et l'interprétation des résultats fait l'objet du troisième chapitre.

## Chapitre I : REVUE DE LA LITTERATURE

### INTRODUCTION

Le génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Le domaine d'application du génie civil est très vaste ; il englobe en effet les travaux publics et le bâtiment. De ce fait, il sied à tout ingénieur de maîtriser les techniques de génie civil de façon à définir pour une conception architecturale ; conception qui s'effectue en tenant compte des aspects fonctionnels, structuraux et formels ; les éléments de construction qui lui sont les mieux appropriés.

Cela étant, ce chapitre intitulé « *Revue de la littérature* », donne une vision globale sur les différents concepts clés qui interviendront dans la suite de ce travail. De façon caricaturale, dans la première section il sera question d'avoir un aperçu sur une maison de passage, c'est-à-dire, sa définition, son évolution spatio-temporelle et son usage ; par la suite s'en suivra la présentation du béton armé comme matériau de construction, leurs propriétés ainsi que leurs diverses applications ; enfin viendront les définitions de différents concepts s'appliquant au bâtiment qui reviendront avec insistance dans ce travail pour une meilleure appréhension.

### I.1. MAISON DE PASSAGE [2]

#### I.1.1. Introduction

Une maison de passage est un bâtiment/établissement commercial qui offre un service un service d'hébergement payant en chambres meublées à une clientèle de passage.

#### I.1.2. Historique

Durant l'Antiquité, une maison de passage est une « maison où l'on habite », mais possède un autre sens en désignant une « maison meublée servant de logement payant et d'auberge ». Au moyen âge, elle désigne une partie d'un monastère ouvert au public, réservée à l'accueil et à l'hébergement des hôtes occasionnels, les pèlerins et les étrangers. Au cours de la période, plus précisément au XIII<sup>e</sup> siècle, elles se laïcisent puis désignent une « maison où les voyageurs sont logés et nourris pour leur argent ». Depuis le XIX<sup>e</sup> siècle, elle désigne un établissement où l'on peut se loger pendant une ou plusieurs nuits contre un paiement. Cette définition supplante ainsi les autres acceptations du mot.

**Commentaire [PKK2]:** Il y a rien d'un chapitre ici, je vais te donner quelques observations que tu vas observer et intégrer pour faire ou arriver à produire un chapitre qui soit présentable.

- Il faut prendre comme titre de ton premier chapitre « REVUE DE LA LITTÉRATURE » et pas ce que tu nous présente ici.

-Un chapitre commence toujours avec une introduction et qui ne porte pas de numéro. Veiller à faire des recherches pour mieux faire svp.

-Le développement de ce chapitre doit se faire sur base ou en fonction des mots clés de ton thème de recherche. Pour chaque section (grand point) tu dois avoir, une introduction, des sous points et autres.

-Ton chapitre doit comporter une introduction (qui lui ne portera pas de numérotation), les grands points (développement des différents mots clés de ton thème de recherche) et à la fin une conclusion partielle.

-Par exemple :

CHAPITRE I : REVUE DE LA LITTÉRATURE  
INTRODUCTION

-Il faut justifier tes textes, n'utiliser que la police (Times new Roman), aussi il faut mettre l'ensemble de tes textes sous les interlignes de 1,5 svp.

-Les figures, les tableaux, formules doivent être annoncés avant leurs apparitions dans ton travail ; ils doivent en outre être numérotés et justifiés.

-Il faut présenter les sources ou références suivant le style IEEE.

-Ne pas prendre juste les choses sur Google et venir la copier ici, comme tu viens de le faire, c'est trop anormal.

-Après chaque grand point, tu dois avoir au moins un paragraphe introductif avant de mettre ou de commencer les traitements des petits points.

Je te propose de bien vouloir faire de recherches, lire, parcourir d'autres documents (tê, mémoires) pour voir comment la rédaction se fait.

Tu as vraiment intérêt de bien observer et mettre en application ces recommandations pour se faciliter la tâche.

### **I.1.3. Organisation et usage**

Typiquement, on trouve des structures en forme de « I », de « L » ou de « U » qui incluent plusieurs services. L'hébergement peut s'y faire dans différents types de logements, présentant différents niveaux de confort. Le plus courant est la chambre, qui est une chambre à coucher prête à être utilisée à l'arrivée du client. Elle s'accompagne souvent de sanitaires et d'une salle de bains ou d'une salle d'eau.

Il existe également de ces établissements qui peuvent accueillir leurs clients dans des chambres de deux pièces ou plus, dont une au moins est prévue pour le couchage. Ce type d'hébergement est désigné sous le nom de suite, ou aussi d'appartement.

Ces établissements peuvent proposer aussi un coin cuisine. Outre l'hébergement, les maisons de passage peuvent proposer d'autres services à leur clientèle : restauration, room service, espace bien-être, piscine, équipements sportifs, etc. Dans certains cas, elles peuvent proposer même des services de location de salles de réunion, incitant les groupes à y tenir des congrès et des conférences.

## **I.2. MATERIAUX DE CONSTRUCTION : BETON ARME**

Maintenant la technologie de construction est très développée. En même temps on a plusieurs types de construction selon le type de matériaux. On comprend alors que dans tout projet de construction, le choix des matériaux dans les structures est crucial et dépend de la nature des contraintes de base auxquelles ces matériaux peuvent résister. Un choix optimal des M.D.C utilisés dans la réalisation d'un projet se fait en prenant en compte les conditions d'économie et de sécurité mais aussi en accordant une valeur non moins importante aux propriétés de ces matériaux, lesquelles propriétés permettent de prévoir leur capacité à résister sous des conditions diverses.

Pour notre travail, nous avons opté pour le béton armé comme M.D.C pour les raisons qui seront bien démontrées dans la suite de ce travail.

### **I.2.1. Introduction au béton armé.**

L'idée d'associer des armatures à un matériau naturellement résistant en traction est très ancienne. Le béton armé est l'association gagnante de béton et d'armatures, le plus souvent métalliques. Il doit son succès aux nombreux avantages du béton et au caractère

gagnant de son association avec les armatures. Le béton reprend les efforts de compression et les armatures ceux de traction. [3]

Ainsi, le béton armé a des performances bien supérieures à l'addition des performances de chacune de ses deux composantes, l'élément béton d'une part et l'armature seule d'autre part. Il pallie les défauts du béton par l'ajout des armatures positionnées et dimensionnée de façon adéquate.

## **I.2.2 LE BETON**

### ***I.2.2.1. Introduction***

Le béton est matériau très ancien, employé par les romains, et dont les recherches récentes en archéologie situent l'apparition au milieu du IIème siècle avant notre ère. En effet, le béton est une pierre artificielle obtenue grâce au durcissement d'un mélange de liant, d'eau, de granulats avec éventuellement des adjuvants choisis de façon rationnelle.

Malgré quelques inconvénients, il cumule de très nombreuses qualités qui font son succès. Pour preuve, environ 7 milliards de mètres de cubes sont mis en place chaque année dans le monde. Il est indispensable dans tous les domaines de construction et de génie civil.

La maîtrise du comportement du béton comme matériau de construction permet de bien l'utiliser et de construire des ouvrages solides, durables et économiques.

### ***I.2.2.2. Constituants du béton [4]***

Un béton hydraulique résulte du mélange en proportions définies de différents composants suivants :

- Granulats naturels ou artificielles (sables, gravillons, graviers) ;
- Liants normalisés : ciments artificiels ;
- Adjuvants éventuels pour augmenter les performances physiques ou mécaniques ;
- Eau de mouillage des granulats et d'hydratation du liant.

### ***I.2.2.3. Propriétés mécaniques du béton***

Suivant qu'il est à l'état frais ou durci, les propriétés du béton varient. A l'état frais, la principale caractéristique du béton est l'ouvrabilité ou la consistance. Elle indique son aptitude à la mise en place dans un moule et se mesure par l'essai d'affaissement au cône d'Abrams. Notre attention se penchera plus particulièrement sur les propriétés du béton durci.

Il se caractérise par sa résistance à la compression  $f_{cj}$ , une résistance médiocre à la traction  $f_{tj}$  et un module de Young qui prend deux valeurs selon que l'on considère des déformations instantanées  $E_{ij}$  ou des déformations à long terme (déformations différées)  $E_{vj}$  [5]

➤ **Résistance caractéristique du béton en compression**

La résistance à la compression du béton est la capacité de celui-ci à supporter les charges qui tendent à réduire sa taille par compression. Cette résistance ( $f_{c28}$  en MPa) est obtenue par l'essai d'écrasement des éprouvettes cylindriques en béton normalisées (16×32) cm<sup>2</sup> dans le laboratoire. La formule (I.1) dite formule de Féret met en évidence le rôle de chaque constituant pour la résistance du béton :

$$F_c = (V_c + V_e + V_a)^2 = K \times C_0^2 \tag{I.1}$$

Où  $C_0$  est la compacité du béton ;  $f_c$  la contrainte à la rupture en compression ;  $k$  le coefficient fonction du ciment et des granulats ;  $V_c$ ,  $V_e$ ,  $V_a$  respectivement le volume du ciment, de l'eau et de l'air.

Dans le cas courant, le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours. Lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton en cours d'exécution c'est-à-dire dont l'âge de  $j$  jours est inférieure à 28 jours, on se réfère à la résistance caractéristique  $f_{cj}$  obtenue au jour considéré. Il est alors nécessaire de préciser les résistances à différents âges avant et après 28 jours, les éprouvettes étant soumises aux mêmes températures que le béton de l'ouvrage de cette manière :

Pour les résistances  $f_{c28} \leq 40$  MPa, on a les formules (I.2) et (I.3) :

$$F_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28}, \text{ si } j < 28 \tag{I.2}$$

jours

$$F_{cj} = 1.1 \times f_{c28}, \text{ si } j > 60 \text{ jours} \tag{I.3}$$

Pour les résistances  $f_{c28} > 40$  MPa, on a les formules (I.4) et (I.5) :

$$F_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28}, \text{ si } j < 28 \tag{I.4}$$

jours

$$F_{cj} = fc28, \text{ si } j > 28 \text{ jours} \quad (I.5)$$

Le rapport entre  $f_{cj}$  et  $f_{c28}$  est donné par le tableau I.5 :

Tableau I.1 : Rapport entre  $f_{cj}$  et  $fc28$  [6]

Age du béton (jours)		7	14	21
$\frac{f_{cj}}{f_{c28}}$	$fc28 \leq 40 \text{ MPa}$	0,66	0,85	0,95
	$fc28 > 40 \text{ MPa}$	0,87	0,95	0,98

### ➤ Résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée  $ftj$  est conventionnellement définie par les formules (I.6) et (I.7) :

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06fcj \quad (I.6)$$

Si  $fc28 \leq 60 \text{ MPa}$

$$F_{tj} = 0,275fcj^{2/3} \quad (I.7)$$

Si  $60 \leq fc28 \leq 80 \text{ MPa}$

#### I.2.2.5. Déformations et modules de déformations longitudinales du béton

##### ➤ Déformations instantanées

La figure I.1 présente le diagramme « déformations-contraintes » du béton à partir d'un essai de compression simple sur éprouvette 16X32. En effet, c'est un diagramme pouvant être utilisé lors d'une justification à l'état limite ultime de résistance est le diagramme dit « parabole rectangle ». Elle est représentée par la figure I.1 comme suit :

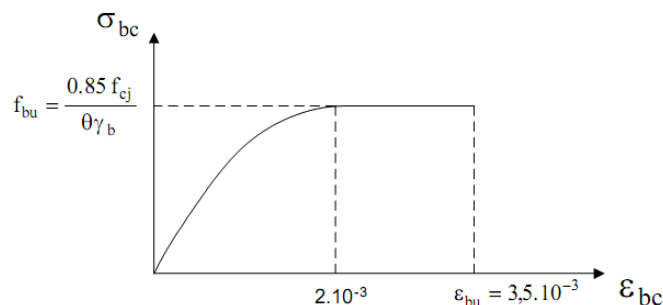


Figure I.1: Diagramme contraintes-déformations du béton

Où  $f_{bc}$  étant la contrainte de calcul pour  $2‰ \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5‰$  ;

$\gamma_b$  est le coefficient de sécurité du béton.

$\varepsilon_{bc}$  est la déformation du béton en compression ;

Et Le coefficient  $\theta$ , dans le tableau I.6, est fonction de la durée de la charge égal à :

Tableau I.2 Valeur de  $\theta$ . [6]

Durée	> 24 h	24 h >...> 1 h	< 1h
$\Theta$	1,0	0,9	0,85

➤ **Module de déformations instantanées (E.L.U) [7]**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à l'âge de j jours, un module de déformation instantanée du béton donné par la relation I.8 sui :

$$E_{ij} = 11000 [f_{cj}]^{1/3} \quad (I.8)$$

Sous des contraintes de longue durée d'application, on admet que le module de déformation longitudinale différée est égal à l'expression I.9 :

$$E_{vj} = 9500 [f_{cj}]^{1/3} \quad (I.9)$$

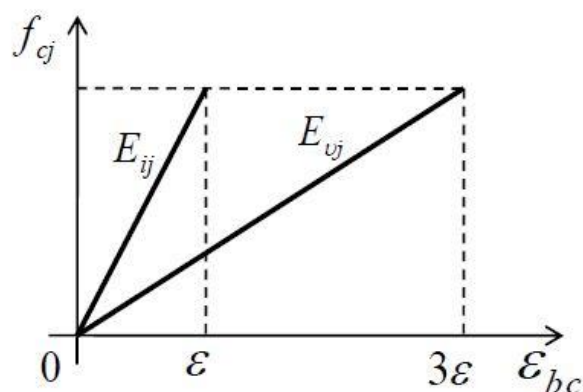


Figure I.2: Module de déformation longitudinale du béton

Le diagramme de la figure I.2 représente la loi de HOOKE, les contraintes étant proportionnelles aux déformations relatives par la relation (I.10) suivante :

$$f_{cj} = E_{ij} \varepsilon_{bc} \quad (I.10)$$

### I.2.3. L'acier

#### I.2.3.1. Introduction

En construction, l'acier est considéré comme le matériau de prédilection de l'architecture durable. En effet, l'acier est un alliage métallique du fer et de carbone en faible teneur, environ 2 %. C'est essentiellement cette teneur en carbone qui confère à l'alliage les propriétés du métal qu'on appelle acier. Il a une bonne résistance à la traction (de même à la compression pour des élancements faibles) de l'ordre de 500 MPa et, mais si aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, il a un comportement ductile avec des déformations très importantes avant la rupture.

Dans ce travail, nous nous intéresserons aux aciers d'armatures utilisées pour la mise en œuvre du béton armé.

#### I.2.2.1. Types d'aciers [3]

On distingue quatre types d'aciers pour armatures comme le montre le Tableau I.7 :

Tableau I.3 Types d'aciers et leurs caractéristiques.

Type	Module d'élasticité (en MPa)	Allongement à la rupture (en %)	Caractéristiques
Aciers doux	125 ou 235	22	Sans traitement thermique. Ce sont les ronds lisses, qui ne sont plus utilisés que pour faire des crochets de levage en raison de leur très grande déformation à la rupture
Aciers laminés à chaud	400	14	Naturellement durs, dit aciers à haute adhérence de type I

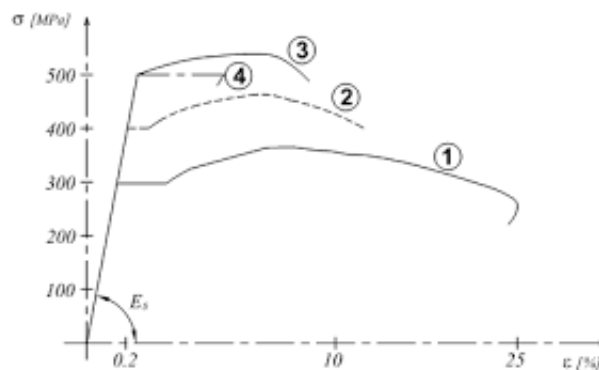
Aciers laminés à chaud et écrouis	500	12	Avec faible réduction de section (par traction-torsion), dits aciers à haute adhérence de type II
Aciers laminés à chaud par tréfilage	500	8	fortement écrouis, utilisés pour fabriquer les treillis soudés et fils sur bobines

De ceux-ci, deux types sont utilisés dans le béton armé :

- **Les aciers doux** : comprenant entre 0.15 et 0.25% de carbone (ronds lisses). Ils sont utilisés principalement pour le montage.
- **Les aciers durs** : comprenant entre 0.25 et 0.4% de carbone. Ils sont utilisés pour tous les travaux.

Les quatre types d'acier ont le même comportement élastique, donc un même module de Young de  $E = 21 \times 10^4 \text{ MPa}$ . La déformation à la limite élastique est voisine de 0.2%, en fonction de la valeur de la limite d'élasticité.

Dans notre étude, on retiendra les aciers à haute adhérence avec une limite garantie de 400 MPa. La figure I.3 explique le comportement plastique de l'acier:



- (1) Les aciers doux
- (2) Les aciers laminés
- (3) Les aciers laminés à chaud
- (4) Les aciers laminés à chaud par tréfilage

Figure I.3: Diagramme contrainte-déformation sur les différents types d'armatures.

**I.2.2.2. Propriétés mécaniques des aciers d'armature**

Les barres d'acier sont toujours enrobées de béton et n'ont entre elles que peu de contacts. Les charges sont appliquées au béton et c'est le béton qui transmet ces charges aux aciers. Le caractère mécanique le plus important pour la justification des sections d'acier est la limite d'élasticité. Elle correspond à la valeur limite de la contrainte que l'acier peut reprendre dans le domaine élastique. Le module d'élasticité des aciers d'armatures est pris égal à 200000 MPa. [8]

Le Tableau I.8 donne les caractéristiques mécaniques des différents types d'armatures.

Tableau I.4: Caractéristiques mécaniques des différents types d'armatures [6]

Désignation	Symbole	Nuance Fe E	Limites d'élasticité (MPa)	Résistance à la traction (MPa)	Allongement de rupture (%)
Barres à haute adhérence	HA	400	400	480	14
	HA	500	500	550	12
Treillis soudés	TS	500	500	550	8

**I.2.2.3. Diagramme déformations-contraintes (E.L.U)**

Lors d'une justification à l'état limite ultime, le diagramme déformations-contraintes à considérer est conventionnellement défini par la figure I.3. On y voit que le comportement de l'acier est identique en traction et en compression, et que la courbe reste linéaire dans la phase élastique jusqu'à la contrainte limite d'écoulement ; au-delà de ce point la contrainte est constante avec un accroissement des déformations. Elle est représentée par la figure I.4 comme suit :

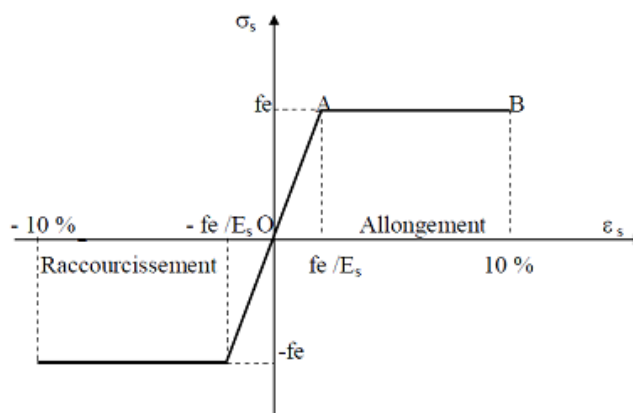


Figure I.4: Diagramme contraintes-déformations de l'acier

#### I.2.2.4. Caractéristiques géométriques

Les aciers qui sont utilisés comme armatures pour le béton armé se distinguent par leur nuance et par leur état de surface. Pour les ronds lisses, on a les nuances Fe E 215 et Fe E 235 qui correspondent aux limites élastiques garanties de 215 et 235 MPa respectivement et les diamètres disponibles de 6, 8, 10 et 12mm. Pour les barres à haute adhérence, les nuances sont Fe E 400 et Fe E 500 pour les limites élastiques respectives de 400 et 500 MPa et les diamètres disponibles de 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32 et 40mm.

#### I.2.3. Association Acier- Béton

##### I.2.3.1. Adhérence des aciers en barres [7]

L'adhérence désigne l'ensemble des forces de liaisons et de frottement qui s'opposent au glissement des armatures par rapport au béton qui les enrobe. Ainsi sous l'action de la force de traction dans la barre d'acier des contraintes de cisaillement se développent et tendent à créer un cône d'arrachement du béton incliné à  $45^\circ$  comme on peut le voir sur la figure (I.5).

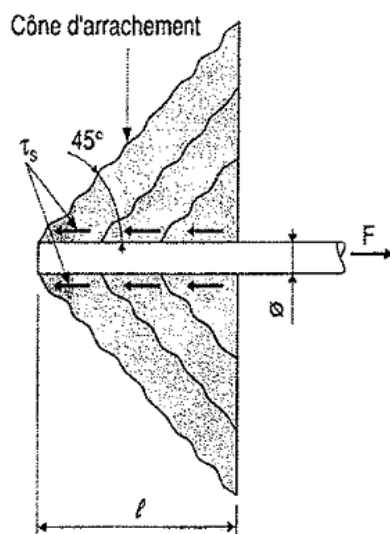


Figure I.5: Développement des contraintes de cisaillement [8]

#### A. Contrainte d'adhérence

La liaison entre une armature et le béton est mesurée par la contrainte d'adhérence  $\tau_s$  définie par la formule (I.11) :

$$\tau_s = \frac{1dF}{u * dx} \quad (I.11)$$

Où  $\frac{dF}{u * dx}$  est la variation par unité de longueur de l'effort axial exercé sur l'armature et u le périmètre utile de l'armature.

### B. Ancrage des aciers en barres

On suppose que la contrainte d'adhérence est constante sur la longueur de l'ancrage et est égale à sa valeur ultime par la formule (I.12) :

$$\tau_{su} = 0,6 * \psi_s^2 * f_{tj} \quad (I.12)$$

Où  $\psi_s$  est le coefficient de scellement qui caractérise l'efficacité d'une barre du point de vue de l'adhérence. Il est égal à l'unité pour les barres lisses et à 1,5 pour les armatures à haute adhérence.

#### ❖ *Ancrage rectiligne*

On considère une armature, de diamètre D, scellée dans un massif de béton et soumise à un effort de traction  $F_{max}$ . On note  $l_s$  la longueur de scellement droit de la barre. L'équation d'équilibre de la barre permet de déterminer l'expression de la longueur de scellement droit par la formule (I.13):

$$\tau_{su} * \pi * D * l_s = f_e * \pi * \frac{D^2}{4} \quad (I.13)$$

D'où l'on tire  $l_s = \frac{f_e * D}{2,4 * \psi_s^2 * f_{tj}}$

En général,  $l_s = 50 * \phi$  est une valeur forfaitaire adoptée pour les aciers HA à défaut de calculs plus précis.

#### ❖ *Ancrages courbes*

Il est nécessaire de réaliser un ancrage courbe lorsqu'il n'y a pas suffisamment de place pour un ancrage rectiligne. La réalisation d'un ancrage courbe nécessite le façonnage de l'armature.

On définit, pour les armatures à haute adhérence, des crochets aux dimensions fixées appelés crochets normaux, pour lesquels on peut se dispenser d'effectuer un calcul d'ancrage

courbe. Le respect des prescriptions concernant le crochet normal dispense également de vérifier la condition de non-écrasement du béton.

### C. Longueur de recouvrement des armatures tendues

Dans certains cas, pour assurer la continuité de la transmission des efforts, il faut réaliser une jonction par recouvrement entre deux barres identiques sur une certaine longueur appelée « longueur de recouvrement » et notée «  $L_r$  ».

- ✓ Si les barres sont espacées d'une distance «  $c$  » inférieure à 5 fois leur diamètre, la longueur de recouvrement est égale à la longueur de scellement droit  $L_s$ . En d'autres termes, si  $c < 5\phi$ ,  $L_r = L_s$
- ✓ Si les barres sont espacées de plus de 5 fois leur diamètre, la transmission de l'effort d'une barre à l'autre se fait à travers des bielles de béton à  $45^\circ$  situées dans le plan des deux barres. La longueur de recouvrement est égale à la longueur de scellement droit plus la distance «  $c$  » entre les deux barres. En d'autres termes, si  $c > 5\phi$ ,  $L_r = L_s + C$ .

#### 1.2.3.2. Dispositions constructives diverses

##### a) Protections des armatures

Le bon fonctionnement de l'association acier-béton n'est effectif que si les armatures sont correctement enrobées de béton. L'enrobage est défini comme étant la distance de l'axe d'une armature à la paroi la plus voisine diminuée du rayon nominal de cette armature. Un enrobage correct assurera la bonne transmission des efforts du béton aux armatures, l'acier se substituant alors efficacement au béton tendu défaillant.

L'enrobage d'une cage d'armatures doit respecter des valeurs minimales qui sont fonction du type d'ouvrage :

- ❖  $e = 5\text{cm}$  pour les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères agressives.
- ❖  $e = 3\text{cm}$ , pour des parois coffrées ou non qui sont soumises à des intempéries ou des condensations.
- ❖  $e = 1\text{cm}$  pour des parois situées dans des locaux couverts et clos et qui ne sont pas exposés aux condensations.

### b) Possibilités de bétonnage correct

L'enrobage de chaque armature est au moins égal à son diamètre si elle est isolée, ou à la largeur du paquet dont elle fait partie dans le cas contraire.

De même, la distance entre 2 armatures doit être au moins égale à leur diamètre si elles sont isolées, ou à la largeur des paquets dont elles font partie dans le cas contraire. En outre, cette distance doit être au moins égale à la dimension du plus gros granulat,  $C_g$ , dans la direction verticale et à  $1,5C_g$  dans la direction horizontale.

### c) Poussée au vide

Lorsque des aciers non rectilignes sont en traction, il se développe des contraintes dans le béton avoisinant qui risquent de le faire éclater : c'est le phénomène de poussée au vide. L'armature ne doit pas être placée trop près de la paroi, au risque de la faire éclater ; sinon une ligature est mise en place afin d'ancrer la barre dans le béton.

#### I.2.4. Prescriptions réglementaires

Une structure en béton bien conçue doit atteindre plusieurs objectifs [9] :

<ul style="list-style-type: none"> <li>• L'ossature ne doit pas s'effondrer</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• L'ensemble doit rester en équilibre lorsque des charges sont appliquées ;</li> <li>• Le béton et l'acier ne doivent pas se rompre ;</li> <li>• Les éléments ne doivent pas flamber.</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>• La structure doit être durable</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Limitation de l'ouverture des fissures</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>• La structure ne doit pas se déformer excessivement</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Limitation des flèches</li> </ul>

On admet que la ruine ou la mise hors service d'une structure a lieu quand on atteint un état limite, c'est-à-dire un état dans lequel la structure pour une partie n'est plus apte à remplir les fonctions pour lesquelles il a été conçu. Le but de calcul est de maintenir la probabilité d'atteindre un état limite inférieur à une certaine valeur qui peut varier selon les circonstances. Nous distinguons deux états ultimes :

#### ➤ Etat limite de service : ELS

Il s'agit du mode de sollicitation de « tous les jours ». Il correspond à des critères dont le non-respect ne permet pas à l'élément d'être exploité dans des conditions

satisfaisantes ou compromettent sa durabilité. L'ouvrage ne doit pas subir des déformations irréversibles. Les matériaux sont employés dans leur domaine de comportement élastique. Tout naturellement, c'est le « modèle élastique linéaire » qui est utilisé pour les calculs à l'ELS. Il existe trois états limites de service : la compression du béton, l'ouverture des fissures et les déformations.

➤ **Etat limite ultime : ELU**

Dans ce mode de sollicitation, l'ouvrage est à la ruine, il doit résister aux charges même s'il subit des déformations irréversibles et peut en ressortir endommagé. Il met en jeu la sécurité des personnes et des biens. Il correspond à l'atteinte de maximum de la capacité portante de la construction ou de ses éléments avant dépassement par : perte d'équilibre statique, rupture des sections par déformation excessive, instabilité de forme (flambement), mécanisme de rupture, ... En général pour les ouvrages courants de bâtiment, les éléments sont calculés uniquement à l'ELU avec les lois de comportement simple.

### **I.2.5. Actions caractéristiques**

Les actions sont l'ensemble des charges (forces, couples... permanentes, climatiques et d'exploitation) appliquées sur la structure, ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'état (retrait, variations des températures, tassement des appuis...) qui entraînent des déformations sur la structure.

Les actions s'exerçant sur la structure sont classées en trois catégories en fonction de leur probabilité d'occurrence et de leur variation d'intensité dans le temps.

➤ **Actions permanentes :  $G_i$**

Les actions permanentes comprennent notamment le poids propre de la structure, celui des équipements fixes de toute nature (par exemple cloisons des bâtiments), les efforts (poids, poussées, pressions) dus à des terres ou liquides dont les niveaux varient peu, les efforts dus aux déformations imposées en permanence à la construction. Elles sont appliquées pratiquement avec la même intensité pendant toute la durée de vie de la structure.

➤ **Actions variables :  $Q_i$**

Ce sont des actions dont l'intensité est plus ou moins constante, mais qui sont appliquées pendant un temps court par rapport aux actions permanentes. Elles sont entre autre

liées aux conditions normales d'exploitation et de durabilité. Elles sont définies par les textes réglementaires et normatifs en vigueur.

➤ **Actions accidentelles : Fa**

Ils proviennent des phénomènes rares et ne sont à considérer que si les documents d'ordre public ou le marché le prévoient. Les actions accidentelles sont :

- Les explosions, les chutes des roches
- Les séismes
- Les chocs de véhicules ou de bateaux.

### **I.2.6. Les combinaisons et les sollicitations de calcul. [5]**

#### ***I.2.6.1. Les combinaisons de calcul***

Pour une situation donnée, il convient de rechercher les combinaisons d'actions les plus dangereuses. Car la sécurité une fois rassurée pour celle-ci le sera pour toutes les autres.

Trois types de combinaisons sont à envisager :

- Combinaisons fondamentales (E.L.U) ;
- Combinaisons accidentelles (E.L.U) ;
- Combinaisons rares (E.L.S).

#### ***I.2.6.1. Les sollicitations de calcul***

Pour une combinaison d'actions données, on calcule les sollicitations. Les sollicitations sont les effets provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle. Elles vont correspondre aux efforts internes de la RDM : moment fléchissant, effort tranchant, effort normal, etc.

#### **A. Notations**

On considère les actions suivantes :

$G_{\max}$  : l'ensemble des actions permanentes défavorables ;

$G_{\min}$  : l'ensemble des actions permanentes favorables ;

$Q_1$  : action variable de base ;

$Q_i$  : autres actions variables d'accompagnement ( $i > 1$ ).

Dans une action donnée,  $G_{\max}$  et  $G_{\min}$  désignent des actions d'origine et de nature différentes, ce qui exclut de partager une même action permanente entre ces deux parties. En particulier, le poids propre d'une poutre continue est introduit avec le même coefficient sur toute la longueur.

### B. Hypothèses et principe de calcul des sollicitations

Afin de considérer les sollicitations globales, on prendra la somme des sollicitations des différentes actions en les affectant de coefficients particuliers : on fera donc des combinaisons d'actions.

#### ❖ Sollicitations des calculs vis-à-vis des ELUR (états limites ultimes de résistance)

Les sollicitations à considérer résultent des combinaisons d'actions suivantes :

**Combinaisons fondamentales** :  $1,35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_2 Q_1 + \sum 1,3\psi_{2i} Q_i$

Où  $\gamma_2 Q_1$  vaut 1,5 dans le cas général et 1,35 dans les cas suivants :

- ✓ La température ;
- ✓ Les charges d'exploitation étroitement bornées ou de caractère particulier (convois militaires, convois exceptionnels) ;
- ✓ Les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine.

**Combinaisons d'actions accidentelles** :  $1,35G_{\max} + G_{\min} + FA + \psi_{11} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i$

Avec FA : valeur nominale de l'action accidentelle  $\psi_{11} Q_1$  : valeur fréquente d'une action variable  $\psi_{2i} Q_i$  : valeur quasi permanente d'une autre action variable

Une construction peut être soumise à un grand nombre de combinaisons d'actions dont on retiendra les plus défavorables.

Il faut donc procéder en deux étapes :

- ✓ Etablir les différentes combinaisons d'actions ;
- ✓ Rechercher la combinaison d'actions la plus défavorable vis-à-vis de l'état limite étudié.

#### ❖ Sollicitations de calculs vis-à-vis des ELS (états limites de service)

Les sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites de service résultent des combinaisons d'actions suivantes :

*Combinaisons rares* :  $G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi O_i Q_i$ .

### I.3. TERMINOLOGIE

#### I.3.1. Introduction

La terminologie du bâtiment est utile pour tout apprenant dans le domaine du bâtiment ou architecture. Elle permet d'acquérir le langage technique et une communication facile. Etant donné sa pluralité dans ce travail, nous nous attelons sur les termes qui y sont beaucoup utilisés.

Un bâtiment au sens commun est une construction immobilière, réalisée par intervention humaine, destinée d'une part à servir d'abri, c'est-à-dire à protéger des intempéries des personnes, des biens et des activités, d'autre part à manifester leur permanence comme fonction sociale, politique ou culturelle.

Il est composé par :

- l'infrastructure : partie enterrée du bâtiment permettant d'assurer la liaison entre le sol et la superstructure de l'ouvrage, est placée au haut de la cote  $\pm 0,00$  ;
- la superstructure : placée au haut de la cote  $\pm 0,00$  ; elle comprend les murs, les différents planchers, les poteaux, les poutres, etc. ;
- les installations : qui doivent assurer les utilités nécessaires pour un bâtiment.

#### I.3.2. La structure d'un bâtiment [10]

En construction, la structure désigne l'ossature d'un bâtiment ou d'un ouvrage d'art. Cet assemblage d'éléments structuraux porteurs permet le renvoi des forces appliquées et conduit à l'équilibre de la construction, d'où l'application à la conception des règles de calcul (EUROCODES, BAEL...)

Aujourd'hui, il existe une infinité de types de structures différentes, bien que le béton armé prédomine. Dans la construction aussi bien que dans la rénovation, on trouve les plus couramment : les structures en béton, les structures en acier, les structures en bois.

#### I.3.3. Les structures porteuses : murs, poutres, poteaux, planchers et linteaux.

Les structures porteuses, et notamment les murs porteurs, reposent sur les fondations et sont la garantie d'une construction solide et pérenne. Que ce soit en construction ou en

rénovation les structures porteuses doivent être bien identifiées et réalisées dans les matériaux adéquats.

Une structure porteuse d'un bâtiment supporte la charge de sa charpente et de ses planchers. Les structures porteuses comprennent : les murs, les poteaux, les poutres et les linteaux.

#### ***Les murs porteurs :***

Généralement, un mur porteur est reconnaissable à son épaisseur : plus de 15cm pour les constructions modernes et plus de 20cm pour les constructions anciennes.

On peut distinguer 3 sortes de murs porteurs :

- Les murs de soubassement : prennent appui sur les fondations et servent d'assise aux murs extérieurs ainsi qu'aux murs de refend. Ces murs peuvent être ceux d'un sous-sol ou d'un vide sanitaire.
- Les murs extérieurs ou de façade : reposent sur les murs de soubassement et sont majoritairement porteurs. Lorsqu'ils ne sont pas porteurs, ils sont alors constitués de poteaux porteurs reliés entre eux par des murs moins épais qui ne supportent pas la charge.
- Les murs de refend : ils sont situés à l'extérieur d'un bâtiment. Ils ont pour fonction de reprendre une charge entre 2 murs porteurs extérieurs. Ils se distinguent des cloisons, qui ne portent aucune charge et ont seulement une fonction séparative. Il est donc beaucoup plus délicat de réaliser une ouverture dans un mur de refend que dans une cloison.

#### ***Les poutres***

Les poutres sont des éléments en béton armé ou précontraint constituant l'ossature horizontale supportant les planchers. Elles permettent d'alléger la structure et de créer de grands espaces contemporains ouverts. Il s'agit d'éléments principalement soumis à la flexion et l'effort tranchant. Elles sont généralement posées de manière isostatique sur leurs appuis d'extrémités.

#### ***Les poteaux***

Ce sont des piliers rectangulaires cylindriques ou coniques pourvus d'une base et d'un chapiteau, pour servir des points d'appuis à une plate-bande, à un arc ou à une poutre étant

scellées dans la fondation. Reprenant des charges importantes, les poteaux doivent être bien dimensionnés pour pouvoir résister à la compression dans le cas des bâtiments contreventés. Ils sont comprimés et fléchis lorsqu'ils assurent la stabilité sous sollicitations horizontales (vent, séisme, etc.) de structures non-contreventés.

### *Les planchers*

Ce sont des ouvrages horizontaux porteurs des charges permanentes et des surcharges d'exploitation à chaque niveau. Ils s'appuient sur les murs de façade, les murs de refend, la structure poteau-poutre. Ils constituent un écart isolant, thermique et acoustique.

On distingue : les planchers traditionnels, dalles pleines en BA ; les planchers semi-préfabriqués comportant : des poutrelles, des entrevous ou hourdis en béton, en terre cuite ou polystyrène, une dalle de compression réalisée sur place ; les planchers préfabriqués, d'une seule pièce, par élément de grande dimension.

### *Les linteaux*

Placés au-dessus des portes et fenêtres des murs porteurs, ils supportent la charge au-dessus de chacune de ces couvertures.

### **I.3.4. Les fondations**

Ce sont des ouvrages en béton, horizontaux dans le cas des semelles et des radiers (le radier est une fondation réalisée sur toute la surface du bâtiment) servant à transmettre directement au sol les charges du bâtiment en tenant compte de sa propre masse. Elles repartissent les pressions sur les sols souvent par des semelles continues (sous les murs) ou par des semelles isolées (sous poteaux).

## **I.3. CONCLUSION PARTIELLE**

Dans ce chapitre, il a été question, de prime abord, de faire une présentation d'une maison de passage et de définir les certains concepts clés beaucoup utilisés dans notre travail. Nous avons aussi décrit le béton et l'acier en passant en revue leurs propriétés respectives et l'association gagnante qui en résulte, laquelle a marqué sans nul doute un tournant décisif et irrévocable dans le domaine du génie civil.

Ainsi donc, pour cette structure de trois étages, le béton armé se présente comme le meilleur matériau de construction de par ses propriétés physiques et mécaniques tirant profit des propriétés de ses constituants.

## **Chapitre deuxième : METHODOLOGIE DE CALCUL DE DIMENSIONNEMENT D'UNE STRUCTURE EN BETON ARME.**

### **INTRODUCTION**

Ce chapitre constitue la colonne vertébrale de notre travail, vu qu'il renferme l'essentiel de l'objet de recherche de ce travail en ce qui est le processus afin d'aboutir à des résultats qui pourront être utilisés pour une application choisie en vue de répondre aux besoins d'éventuels investisseurs ou mieux effectuer un dimensionnement convenable. Pour y parvenir, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL 91 révisées 99, EUROCODES, RPA...)

D'entrée jeu, nous commencerons tout d'abord par la présentation du milieu d'étude pour évaluer la portance du sol ensuite nous présenterons la méthodologie de dimensionnement d'une structure en béton armé.

### **II.1. PRESENTATION DU MILIEU D'ETUDE ET DE L'OUVRAGE**

#### **II.1.1. Introduction**

La conception d'un projet en génie civil s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels, structuraux et formels de l'ouvrage. Il est tout de même indispensable de tenir compte de la géologie du terrain, des types de sol et leurs propriétés mais aussi de prêter une attention particulière aux processus géodynamiques pouvant se développer sur le site de construction. [11]

#### **II.1.2. Présentation du milieu d'étude et rapport du sol**

##### ***II.1.2.1. Présentation du milieu d'étude***

GOMA est une ville de l'est de la République Démocratique du Congo, dans la province du Nord-Kivu dont elle est la capitale. Située en 1500 m d'altitude, dans la vallée du rift est africain, elle est bâtie au nord du lac Kivu sur les anciennes coulées de laves issues de la chaîne volcanique de Virunga et précisément sur celle du volcan Nyiragongo. GOMA demeure une ville constamment menacée par les tremblements de terre provenant de la cassure appelée *rift est africain*.

MAPENDO est l'un des multiples quartiers de la ville de GOMA. Se trouvant dans la commune de GOMA, il est limité par :

- Au nord par le quartier KAHEMBE
- Au sud par le quartier Le Volcan
- A l'est par le quartier MIKENO
- A l'ouest par la République Rwandaise. [12]

De ce qui précède, on comprend donc que les ouvrages construits dans la ville de GOMA doivent être conçus et dimensionnés suivant la rigueur parasismique afin d'éviter leur effondrement et de limiter les dommages dans les éléments structuraux pendant le séisme.

### II.1.2.2. Rapport du sol [1]

Tout ouvrage de génie civil, ouvrage d'art ou bâtiment prend assise sur le sol. Le sol doit être étudié afin de connaître sa capacité portante. La contrainte admissible d'un sol étant évaluée soit à partir des essais SPT (Standard Penetration Test) ou à partir des sondages carottés à une profondeur considérable.

Cependant, d'après les observations sur terrain, le sol de notre site est rocheux. Ainsi, pour le choix de la contrainte admissible du sol, nous nous sommes basés sur les valeurs proposées dans le tableau II.1 ci-dessous :

Tableau II.1: Contrainte admissible de la roche du site

Nature du sol	Contrainte admissible (en MPa)
Remblais	0.05
Terre végétale	0.05
Argile	0.1 à 0.2
Argile compacte	0.2 à 0.4
Sable	0.3 à 0.5
Gravier	0.4 à 0.6
Rocher	1 à 2

Le sol étant rocheux, nous adopterons pour le calcul de la fondation la contrainte admissible de 1.5 MPa, soit 15 kg/cm<sup>2</sup>.

## II.2. DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE EN B.A.

Le but de dimensionner une structure est de déterminer la répartition des sollicitations, des contraintes et les déformations de la structure.

Ainsi pour le calcul des éléments constituant l'ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL 91 révisées 99, EUROCODES, RPA...) qui s'appuient sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et les dimensionnements et ferrillages des éléments résistants de la structure.

Nous procéderons d'abord par le pré dimensionnement des éléments de la structure, la descente des charges et au final le dimensionnement des éléments résistants, éléments tributaires du matériau de construction mais aussi des charges agissantes sur la structure.

### II.2.1. Pré-dimensionnement.

Chaque élément, qu'il s'agisse d'un élément « barre » (poutre, poteau) ou d'un assemblage (liaison entre différents éléments de la structure) se doit d'être dimensionné vis-à-vis des conditions de résistance et de déformation. Le pré dimensionnement consiste à définir les dimensions des différents éléments résistants. Cette étape représente le point de départ et le base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations. Les résultats obtenus ne sont tout de même pas définitifs, ils peuvent être augmentés dans la phase du dimensionnement.

#### II.2.1. Pré dimensionnement des planchers. [7]

Le plancher est une dalle pleine en béton armé entièrement encastrée dans des poutres croisées orthogonalement. On étudie une portion limitée par le plancher. Cette portion est une dalle rectangulaire encastrée sur son contour et ayant les dimensions, mesurées entre axes des appuis dont  $L_x$  étant la petite portée et  $L_y$  la grande portée. Le rapport entre ce dernier nous permet de classer le type de dalle qu'on veut dimensionner soit une dalle unidirectionnelle ou soit une dalle portant dans deux directions.

La condition d'une dalle portant dans deux directions est donnée par la formule II.1 :

$$0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \quad (\text{II.1})$$

Avec  $L_x$  : la petite portée et

$L_y$  la grande portée

Le pré dimensionnement des dalles est fait en tenant compte des quatre conditions les plus pénalisantes, qui sont :

##### II.2.1.1. Condition de la flèche :

Qui conditionne que l'épaisseur de la dalle doive être prise entre deux bornes. La formule II.2 donne les deux bornes à considérer :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq H_1 \leq \frac{L_{\max}}{40} \quad (\text{II.2})$$

Avec  $L_{x,\max}$  étant la petite portée du panneau ;

$H_1$  étant l'épaisseur de la dalle.

#### **II.2.1.2. Condition de résistance :**

Permet de savoir si dans quel sens la dalle travaille afin d'aboutir à la détermination de l'épaisseur de la dalle en fixant deux bornes. La formule II.3 donne les deux bornes pour la détermination de l'épaisseur de la dalle.

$$\frac{L_{\max}}{45} \leq H_2 \leq \frac{L_{\max}}{40} \quad (\text{II.3})$$

Avec  $L_{\max}$  : la longueur max du panneau suivant l'axe x ;

$H_2$  : l'épaisseur de la dalle.

#### **II.2.1.3. Condition de déformabilité :**

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule II.4 :

$$\frac{H_3}{L_x} > \frac{M_t}{20.M_0} \quad (\text{II.4})$$

Avec  $M_t = \alpha.M_0$  où  $M_t$  est le moment en travée et  $M_0$  le moment isostatique ;

$H_3$  : l'épaisseur de la dalle ;

$L_x$  : la longueur du panneau suivant l'axe des x.

Et  $\alpha$  le coefficient réducteur → Pour le panneau de rive :  $\alpha = 0,85$  et

→ Pour le panneau intermédiaire :  $\alpha = 0,75$ .

#### **II.2.1.4. Condition de résistance au feu :**

L'épaisseur fixer ici dépend de la durée de coupe-feu où nous avons les épaisseurs suivantes :

- Pour 1 heure de coupe-feu :  $H_4=7$  cm.
- Pour 2 heures de coupe-feu :  $H_4=11$  cm.
- Pour 3 heures de coupe-feu :  $H_4=14$ cm.
- Pour 4 heures de coup de feu :  $H_4=17,5$  cm.

Pour faire le choix final de l'épaisseur de la dalle on se base sur l'épaisseur max qui pourrait satisfaire toutes les conditions citées ci-haut.

#### **II.2.1.5. Isolation phonique :**

Selon les règles en techniques CB93, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

#### **II.2.2. Pré dimensionnement des poutres en BA. [7]**

D'une manière générale, on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux. Il y a deux types de poutres dont les poutres principales et les poutres secondaires.

##### **II.2.2.1. Les poutres principales**

- Elles reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.
- Elles relient les poteaux.
- Elles supportent la dalle.

D'après les règles de B.A.E.L 91, les formules II.5 et II.6 donnent les conditions pour la détermination de la hauteur et la base de la poutre.

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad (\text{II.5})$$

Avec L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée.

h : hauteur de la poutre.

$$0,3h \leq b \leq 0,6h \quad (\text{II.6})$$

Avec :

h : la hauteur de la poutre ;

b : la largeur de la poutre.

D'après la RPA99 V2003 donne des conditions requises pour la détermination de la hauteur et la base d'une poutre, ces conditions II.7, II.8 et II.9 sont les suivantes :

-  $b \geq 20 \text{ cm}$  (II.7)

-  $h \geq 30 \text{ cm}$  (II.8)

-  $\frac{h}{b} \leq 4$  (II.9)

##### **II.2.2.2. Les poutres secondaires.**

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

Pour leur pré dimensionnement, nous utiliserons les mêmes conditions que pour les poutres principales.

### **II.2.3. Pré dimensionnement des poteaux [7]**

Un poteau est un élément généralement vertical, rarement incliné, dont la longueur est grande par rapport aux autres dimensions transversales. Il est principalement destiné à transmettre les charges gravitaires de la structure. Pour notre structure, les poteaux sont en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

Le pré dimensionnement des poteaux se base sur la limitation de l'élanement mécanique  $\lambda$ . En effet, pour limiter le risque de flambement, l'élanement,  $\lambda$  doit être inférieur à 70. Cette caractéristique mécanique est définie comme le rapport de la longueur de flambement  $L_f$  au rayon de giration  $i$  de la section droite du béton seul (B), calculé dans le plan de flambement. Généralement, le plan de flambement le plus défavorable est celui qui est orienté suivant le moment d'inertie de la section le plus faible, c'est pour cela que le rayon de giration minimal intervient dans le calcul. La longueur de flambement  $L_f$  est calculée en fonction de la longueur libre du poteau  $L_0$  et de ses liaisons effectives.

Les poteaux sont pré dimensionnés en compression simple, en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure ; c'est-à-dire un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle. On utilise un calcul basé sur la descente de charge tous en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

Pour cela on suit les étapes suivantes :

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau ;
- Détermination des charges et surcharges qui reviennent à chaque type de poteau ;
- La section du poteau est calculée aux états limites ultimes vis-à-vis de la compression du béton selon le BAEL 91.

La figure II.1 montre le poteau le plus sollicité.

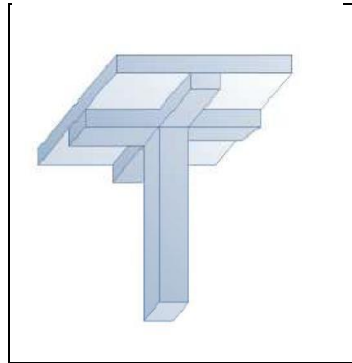


Figure II.1: Le poteau le plus sollicité

Les poteaux sont dimensionnés suivant ces 2 conditions :

- La condition de non flambement
- La Descente des charges

### II.2.3.1. Condition de non flambement

La formule II.10 illustre la condition de non flambement.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad (\text{II.10})$$

Avec,  $\lambda$  : élancement ;

$L_f$  : Longueur de flambement donné par la formule II.11 :

$$L_f = 0,7.L_0 \quad (\text{II.11})$$

$L_0$  : Longueur libre du poteau

$i$  : rayon de giration étant le rapport entre le moment d'inertie I et la section A

D'où la formule II.12 qui donne la condition de non flambement devient :

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{I/A}} = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{b \cdot h^3}{12 \cdot b \cdot h}}} = \sqrt{12} \cdot \frac{L_f}{h} \quad (\text{II.12})$$

Pour les charges appliquées après 28 jours la condition de flambement est donnée par la formule II.13 :

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{0,7 \cdot 3,06 \cdot \sqrt{12}}{h} \leq 50 \quad (\text{II.13})$$

### II.2.3.2. La descente des charges [1]

La descente des charges consiste à calculer les efforts normaux résultants de l'effet des charges verticales sur les éléments porteurs verticaux depuis la terrasse jusqu'aux fondations.

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple suivant la formule II. 14 :

$$N_u \leq \alpha \left( \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right) \quad (II.14)$$

Avec : -  $B_r$  = section réduite du poteau (en cm<sup>2</sup>)

- $A_s$  = section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul
- $f_{c28}$  = résistance à la compression du béton
- $f_e$  = limite d'élasticité de l'acier utilisé
- $\gamma_b$  = 1,5 coefficient de sécurité du béton
- $\gamma_s$  = 1,15 coefficient de sécurité de l'acier
- $\alpha$  = coefficient dépendant de l'élançement mécanique  $\lambda$  des poteaux qui prend les valeurs :

$$\begin{cases} \alpha = 0,60 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 & \dots \dots \dots \text{si } 50 < \lambda < 70 \\ \alpha = \frac{0,85}{\left( 1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \right)} & \dots \dots \dots \text{si } \lambda \leq 50 \end{cases}$$

D'après le B.A.E.L 91 :  $A_s/B_r = 1\%$  avec  $B_r = (h - 2) \times (b - 2)$

D'après le R.P.A 99 pour la zone III :  $A_{min} = 0,9\% B$

On dimensionne le poteau de telle sorte que :  $A_s/B_r = 0,9\% \dots \dots \dots$  (RPA art7.4.2.1)

On se fixe l'élançement mécanique  $\lambda = 35$  pour rester toujours dans les compressions centrées :

On tire de la formule II. 15 la valeur de  $B_r$ . La formule II. 16 donne la valeur de  $B_r$  :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \cdot \left( \frac{f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right)} \quad (II.15)$$

D'où :  $B_r \geq 0,65 N_u$  (II.16)

#### II.2.4. Pré dimensionnement de l'escalier [13]

Les escaliers sont des ouvrages de circulation verticaux composés d'une série de marches de même hauteur permettant la montée ou la descente d'un niveau de plancher à un autre.

Ces ouvrages peuvent être en bois, en acier mais généralement en béton armé. Ces derniers présentent une grande sécurité en cas d'incendie. L'autre avantage des escaliers en béton armé est la faculté de les construire sous des formes très nombreuses qui permettent de les adapter à toutes les dispositions.

Ils sont constitués de :

- Marche : partie sur laquelle on marche ;
- Contremarche : partie verticale sous la marche (h) ;
- Emmarchement : la largeur de la marche ;
- Giron : longueur de la marche prise sur la ligne de foulée (g) ;
- Ligne de foulée : trajectoire suivie par une personne gravissant les escaliers à 50cm du jour ;
- Paillasse : support des marches et contremarches.

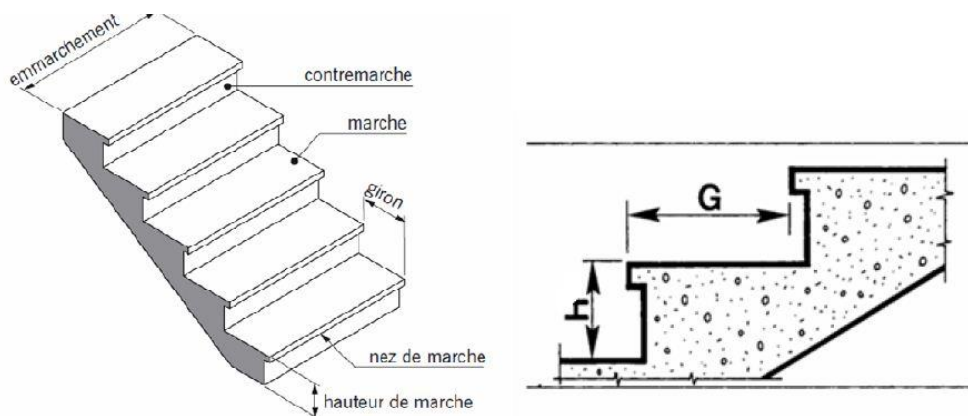


Figure II.2: les parties d'un escalier

Pour les escaliers on considère les paramètres suivants :

h : hauteur de la contre marche, variant de 0,15 à 0,18 m,

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

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

Pour le pré dimensionnement en utilisant la formule BLONDEL, la hauteur de la marche est limitée par la formule II.16 :

$$59 < 2h+g < 66\text{cm} \quad (\text{II.16})$$

#### **II.2.4.1. Nombre des contremarches**

La formule II.17 illustre le calcul du nombre des contremarches

$$n = \frac{H}{h} \quad (\text{II.17})$$

Avec H : la hauteur de l'étage ;

n : nombre des contremarches.

Une fois trouver le nombre de contre marches on doit le diviser par 2 pour avoir les nombres de contremarches par foulée.

#### **II.2.4.2. Inclinaison de la paillasse**

La formule II.18 illustre le calcul pour la détermination de l'inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} \quad (\text{II.18})$$

Avec H : la hauteur de la volée

L : longueur de la ligne de foulée

La formule II.19 illustre le calcul de la longueur de la paillasse :

$$L_{inc} = \frac{H}{L} \quad (\text{II.19})$$

Avec  $L_{inc}$  : longueur de la paillasse.

#### **II.2.4.3. Epaisseur de palier d'escalier**

La formule II.20 illustre le calcul pour la détermination de l'épaisseur du palier :

$$\frac{L_{inc}}{30} \leq e \leq \frac{L_{inc}}{20} \quad (\text{II.20})$$

Avec e : épaisseur du palier.

### **II.2.5. Pré dimensionnement de la fondation [14]**

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui transmettent au sol les charges de la super structure. Les éléments des fondations transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple). Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure,
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans des bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

#### **II.2.5.1. Classification des fondations**

Il existe plusieurs types de fondations :

*i. Fondations superficielles :*

- Semelles isolées,
- Semelles filantes,
- Radier général

*ii. Fondations profondes :*

- Fondations sur puits (semi profondes)
- Fondations sur pieux (profondes).

*iii. Fondations spéciales :*

- Fondation avec sous pression d'eau,
- Fondations en terrain insatiable,
- Fondations anti-vibratile.

#### **II.2.5.2. Le choix du type de fondation**

Le choix du type de fondation dépend du type d'ouvrage à construire, la nature et l'homogénéité du sol, la capacité portante du terrain de fondation, la charge totale transmise au sol, la raison économique et la facilité de réalisation.

La capacité portante permet de choisir le type de fondation à employer. Si le sol est suffisamment portant, on utilisera des fondations superficielles souvent plus économiques. Si le sol est mauvais, on ira s'appuyer sur les couches meilleures et plus profondes avec des fondations profondes. En terrain très inondable, il pourra être avantageux de construire un radier général.

Vu que l'ouvrage et les charges transmises sont très importants, on choisit comme fondation les semelles isolées. Le tassement est négligé puisque nous sommes dans le milieu où le sol est constitué de roches.

### II.2.5.3. Choix des formes des semelles isolées

Les critères de choix sont d'ordres technique et économique et relatifs à la charge et à l'emplacement de la semelle, au terrassement et à la nature du terrain (argile ou rocher), à la réalisation ou non d'un coffrage, au façonnage facile des aciers, à la quantité et à la facilité de mise en place du béton.

Les formes les plus simples et les plus courantes sont des semelles de forme carrée ou rectangulaire et à section constante.

Pour notre cas, nous optons pour une semelle rectangulaire où on doit vérifier les conditions données par les formules II.21, II.22 et II.23 :

$$B_x \cdot B_y \geq \frac{N_u}{\sigma_c} \quad (\text{II.21})$$

Où  $N_u$  représente l'effort ultime apporté par l'ouvrage ;  $\sigma_c$ , la résistance à la compression du sol ;  $B_x$  et  $B_y$  étant respectivement la longueur et la largeur de la semelle.

$$\frac{B_x}{B_y} = \frac{A_x}{A_y} \quad (\text{II.22})$$

$$H = \frac{B_x - A_x}{4} + 5cm \quad (\text{II.23})$$

$A_x$  et  $A_y$  étant respectivement la largeur et l'épaisseur du poteau qui sollicite la semelle ;

H : la hauteur de la semelle.

### II.2.2. L'évaluation des charges

La descente des charges a pour but la détermination des charges et des surcharges revenant à chaque élément porteur de la structure afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage.

Les charges considérées concernent les charges permanentes et les charges d'exploitation telles que : le poids propre de l'élément, le poids des planchers, de murs...

### ***II.2.2.1. Détermination des charges appliquées***

- Charges permanentes (G) : sont obtenue à partir des dimensions géométriques des éléments et des ouvrages, déduites des plans et du poids volumique des matériaux les constituant.
- Charges d'exploitation (Q) : les charges d'exploitation ou surcharges sont celles qui résultent de l'usage des locaux. Elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes pour un mode normal d'occupation. (Normes NF P 06-001).
  - Plancher terrasse non accessible (sauf entretien) :  $1 \text{ KN/m}^2$
  - Plancher terrasse accessible :  $4 \text{ KN/m}^2$
  - Plancher pour étage courant :  $1,5 \text{ KN/m}^2$
  - Escalier :  $2,5 \text{ KN/m}^2$
  - Balcon en dalle pleine :  $3,5 \text{ KN/m}^2$

### ***II.2.2.2. Les planchers***

Les planchers étudiés dans ce travail sont faits en dalle pleine en béton armé reposant sur plusieurs appuis au même mode de fonctionnement qu'une poutre continue supportant :

- Des charges permanentes (G) : elle est constituée de son poids propre et le poids revenant aux revêtements,
- Des charges d'exploitation.

Les combinaisons d'actions à considérer sont dans le cas les plus courants :

- A l'état limite ultime (E.L.U) de résistance :  $1,35G + 1,5Q$
- A l'état limite de service (E.L.S) :  $G + Q$ .

### ***II.2.2.3. Les poutres***

Les charges sollicitant la poutre sont :

- Le poids propre de la poutre ;
- Le poids de la dalle ;
- Le poids de revêtement ;
- Le remplissage des murs.

Par hypothèse, nous admettons que la poutre supporte les actions des charges qui agissent directement sur celle-ci et celles qui lui sont transmises par les éléments qu'elle supporte.

Il est également démontré que la ruine de la dalle est accompagnée des fissures (lignes de rupture) et que ces lignes sont constituées par des diagonales à 45° partant des angles et se raccordant sur l'axe. Ces lignes nous permettent de comprendre comment les charges agissant sur la dalle se répartissent sur les poutres latérales. Partant de ces hypothèses, les charges que nous allons considérer pour calculer les sollicitations sont transmises d'une manière triangulaire et trapézoïdale de la poutre la plus chargée. La figure II.3 représente la transmission des charges du panneau du plancher sur une poutre.

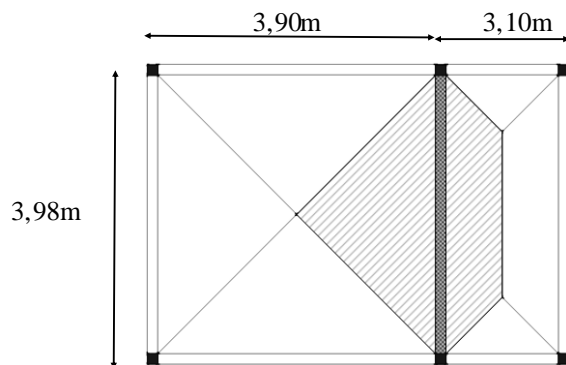


Figure II.3: La transmission des charges du panneau de plancher sur une poutre.

#### II.2.2.4. Les poteaux

La descente de charge consiste à calculer les efforts normaux résultants de l'effet des charges verticales sur les éléments porteurs verticaux depuis le niveau le plus élevé jusqu'aux fondations.

Les poteaux de notre bâtiment sont sollicités par :

- Un effort normal de compression jugé prépondérant ;
- Un moment de flexion.

La combinaison d'action illustrée par la formule II.24 nous permet de trouver l'effort normal de compression à l'état limite ultime  $N_u$ . Dans le cas courant, l'effort normal de compression est :

$$N_u = 1,35G + 1,5Q \quad (\text{II.24})$$

Les charges permanentes G sera obtenue en faisant la sommation des charges verticales agissant sur la surface d'influence du poteau de référence tandis que pour les charges d'exploitation nous appliquerons la loi de dégression des charges.

#### II.2.2.5. Les escaliers

Pour ce travail, nous optons pour les escaliers droits en B.A coulés sur place appuyer sur deux murs qui sont soumis sous la flexion latérale, les charges sont dues au palier et au volée (paillasse), qui sont constituées de leurs poids propre et le poids revenant aux revêtements pour les charges permanentes et des charges d'exploitations qui sont donnée par la norme NF P 06-001.

#### II.2.2.6. Les fondations

Les charges transmises au sol par la fondation sont :

- Les charges permanentes (G) : poids des toitures, planchers, murs, etc. prises en compte intégralement ;
- Les charges d'exploitation (Q) :
  - Statiques : meubles, matériels, dépôts ;
  - Dynamiques : machines, personnes ;
  - Climatiques : neige, vent, dilatations.

Pour le calcul des charges permanentes et d'exploitation, on va faire le choix d'un tronçon de mur de 1m de long sollicité par les charges permanentes et les charges d'exploitation les plus défavorables en second lieu, on négligera les vides des ouvertures s'ils ne dépassent pas 25% de la surface du mur de refend ou de façade et ensuite on fera la combinaison de base à l'E.L.U et à l'E.L.S. Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination, la loi de dégression. Cette loi consiste à réduire les charges identiques ou non à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5 sauf pour le dernier et avant dernier étage. Toutefois, elle est applicable aux structures très élevées. La formule II.25 illustre la loi de la dégression des surcharges :

$$\begin{aligned}
 & Q_0 && \text{(II.25)} \\
 & Q_0 + Q_1 \\
 & Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) \\
 & Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)
 \end{aligned}$$

$$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4$$

.....

$$\text{étage } n : Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) (Q_1 + Q_2 + \dots Q_n)$$

### II.2.3. Etude sur les éléments de la structure

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et des surcharges pour chaque élément s'avère nécessaire.

#### II.2.3.1. Dimensionnement des planchers

##### II.2.3.1.1. Evaluation des charges dues aux planchers

Les planchers sont des aires planes limitant les différents étages. Les planchers étudiés dans ce travail sont faits en dalle pleine en béton armé. Notre attention se portera sur l'étude du plancher terrasse accessible et du plancher étage courant.

##### II.2.3.1.2. Etude du plancher terrasse accessible

On procèdera au calcul des moments fléchissant, à la détermination des ferrailages notamment à la vérification aux états limites et à la vérification aux conditions de non fragilité.

#### I. Calcul des moments

Les planchers sont soumis au moment de flexion sous l'effet des actions précédentes :

- En travée : zone inférieure tendue
- Sur appui intermédiaire : zone supérieure tendue
- Sur appui de rive dans les cas d'encastrement

Les calculs des moments fléchissant dépendent des cas rencontrés soit pour le :

**1<sup>er</sup> cas :** Panneaux longs uniformément chargés qui conditionne que le rapport  $\frac{l_x}{l_y}$  doit être  $\leq 0,40$ , les moments fléchissant de flexion sont obtenus à partir du moment fléchissant d'une poutre reposant simplement sur deux appuis. ( $M_0$  étant le moment isostatique)

Le moment en travée de rive est illustré par la formule II.26 :

$$M_t \geq \left[ \frac{1,2+0,3\alpha}{2} \right] \cdot M_0 \tag{II.26}$$

Avec  $\alpha = \frac{Q_B}{G+Q_B}$   $Q_B$  étant la charge d'exploitation et  $G$  charge permanent

$M_0$  : moment isostatique et  $M_t$  : moment de flexion positif en travée

Les chapeaux sur appuis sont indispensables :

- Sur les appuis de rive pour équilibrer un moment égal ou supérieur à  $-0,15M_0$  ;
- Sur les appuis intermédiaires (grands côtés) pour équilibrer un moment égal à :
  - $0,60M_0$ , cas de deux travées,
  - $0,50M_0$ , cas de plus de deux travées pour les appuis voisins de la rive,
  - $0,40M_0$ , pour les appuis intermédiaires non voisins de la rive, cas de plus de 3 travées ;
- Sur les autres appuis (petits côtés), la section des chapeaux par unité de longueur est au moins égale à celle des chapeaux disposés sur les grands côtés.

**2<sup>ème</sup> cas :** Panneaux portés suivant deux directions  $l_x$  et  $l_y$ , le rapport  $\frac{l_x}{l_y}$  est compris entre 0,4 et 1. On recherche le moment au centre de la dalle  $M_x$  dans le sens de la petite portée et  $M_y$  dans le sens de la grande portée. La dalle est considérée comme reposant sur 4 côtés pour y arriver on va considérer deux bandes l'une de largeur  $d_x$ , l'autre de largeur  $d_y$  et une charge élémentaire  $p$  appliquée sur la partie commune aux deux bandes en suite on constate que sous l'effet de la charge chaque bande se déforme, chaque bande est soulagée par une série de bandes élastiques prenant appui sur les rives et les lignes de rupture déterminées par essai de chargement figurent en traits interrompus sous la condition que deux moments fléchissant agissent et sont évalués forfaitaires. Les formules II.27 et II.28 donnent les moments au centre de la dalle.

$$M_{0x} = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2 \quad (\text{II.27})$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_x \quad (\text{II.28})$$

Avec  $M_{0x}$  moment isostatique dans le sens  $l_x$  et  $M_{0y}$  moment isostatique dans le sens  $l_y$

$p$  : la charge par unité de surface, prend les valeurs suivantes pour une charge uniforme selon les formules II.29 et II.30 :

$$(\text{à l'E.L.U}) : \quad p = 1,35G + 1,5Q \quad (\text{II.29})$$

$$(\text{à l'E.L.S}) : \quad p = G + Q \quad (\text{II.30})$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont des coefficients de réduction donnés à l'annexe E3 du B.A.E.L en fonction du rapport  $\frac{l_x}{l_y}$ .

Le moment en travée  $M_t$  varie entre  $0,75M_0$  et  $0,85M_0$  et les moments sur appuis varient entre  $0,3M_0$  à  $0,5M_0$ .

On effectue le choix de la valeur des moments sur les appuis de façon à satisfaire la condition donnée par la formule II.31 :

$$M_t + (M_w + M_e)/2 \geq 1,25M_0 \quad (\text{II.31})$$

Avec  $M_w$  : moment de flexion sur l'appui gauche de la travée ;

$M_e$  : moment de flexion sur l'appui droit de la travée ;

$M_t$  : moment de flexion positif dans la travée ;

$M_0$  : moment isostatique.

## ii. Ferrailage

L'armature doit compenser les défaillances du béton dans les zones tendues, les aciers porteurs sont prolongés au-delà des appuis et sont aussi retournés sur les appuis (crochets) pour assurer leur encrepage par adhérence, les barres porteuses sont placées dans le sens de la petite portée, les barres dites de répartition sont placées orthogonalement aux barres porteuses. La section des aciers de répartition par unité de longueur est au moins égale au  $\frac{1}{4}$  de celle des aciers porteurs (ou principaux), le diamètre  $\phi$  des aciers utilisés est tel que :  $\phi \leq 1/10$  de l'épaisseur de la dalle.

L'étude s'effectue sur une bande élémentaire de 1 m de largeur et l'enrobage à tenir compte étant de 2 cm. La figure II.4 montre la section minimale d'armature

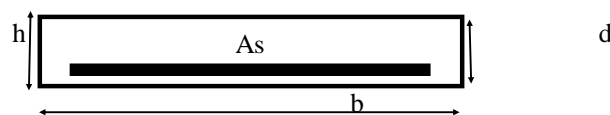


Figure II.4: Section minimale d'armature du plancher

Avec  $h$  : épaisseur du plancher

$b$  : la largeur de la bande élémentaire

$d = h - c$  : épaisseur utile de la section elle est estimée à  $0,9h$

$c$  : l'enrobage

$A_s$  : la section minimale d'armature

- Vérification à l'état limite ultime : les vérifications sont faites en travée et en appui, selon BAEL on a les processus suivants :

- En travée

Sens de x :

Le moment réduit dans la section est donné par la formule II.32 :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \quad (\text{II.32})$$

Avec  $M_{tx}$  le moment ultime en travée dans le sens de x

$f_{bc}$  : Contrainte limite du béton donnée par la formule II.33 :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{II.33})$$

La section des armatures est donnée par la formule II.34 :

$$A_s = \frac{M_{tx}}{z \cdot \sigma_{st}} \quad (\text{II.34})$$

Avec  $M_{tx}$  : moment ultime en travée dans le sens de x

z : le bras de levier, donné par la formule II.35

$$z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) \quad (\text{II.35})$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad (\text{II.36})$$

$\sigma_{st}$  : contrainte admissible de l'armature à la traction =  $\frac{f_e}{\gamma_s}$  où  $f_e$  la résistance limite de l'acier = 400 MPa pour acier Fe 400 et  $\gamma_s = 1,15$  coefficient de sécurité pour l'acier

L'espacement est donné par la formule II.37 :

$$S_t = \frac{100}{n-1}, n = 5 \quad (\text{II.37})$$

Condition de non fragilité :

La condition de non fragilité a été obtenue lorsque les sections théoriques et pratiques pour la détermination des armatures étaient trouvées. Par conséquent, comme définie précédemment, la section théorique ou la section nécessaire est le rapport entre le moment limite du béton à l'ELU  $M_u$  et le produit entre le bras de levier z et la contrainte admissible de l'armature à la traction. La valeur de la section théorique  $A_s$  étant trouvée, il sera nécessaire de consulter le tableau d'armatures, donnant les sections des aciers en fonction du nombre de

barres et du diamètre des barres ; Apres, il faudra alors vérifier la condition de non fragilité donnée par la relation II.38 :

$$A_{s\min} \geq \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} \quad (\text{II.38})$$

Avec  $f_{t28}$  résistance caractéristique à la traction du béton.

$A_{s\text{adopter}}$  doit satisfaire à la condition de non fragilité.

Sens y : ici nous procédons de la même façon que dans le sens de x sauf que le moment ultime en travée dans le sens de x sera différent de celui du sens de y.

- En appui :

Sens de x selon la formule II.39 :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b.d^2.f_{bc}} \quad (\text{II.39})$$

Avec  $M_{ax}$  le moment ultime en appui dans le sens de x

$$A_s = \frac{M_{ax}}{z.\sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad z = d(1 - 0,4\alpha) \quad \text{où} \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad \text{et} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\text{L'espace} \quad S_t = \frac{100}{n-1}$$

La condition de non fragilité selon la formule II.40 :

$$A_{s\min} \geq \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} \quad (\text{II.40})$$

$A_{s\text{adopter}}$  doit satisfaire à la condition de non fragilité selon la formule II.41 :

Sens de y :

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b.d^2.f_{bc}} \quad (\text{II.41})$$

Avec  $M_{ay}$  le moment ultime en appui dans le sens de y

$$A_s = \frac{M_{ay}}{z.\sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad z = d(1 - 0,4\alpha) \quad \text{où} \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad \text{et} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\text{L'espace} \quad S_t = \frac{100}{n-1}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$A_{s \text{ adopter}}$  doit satisfaire à la condition de non fragilité

- Vérification à l'état limite de service :

La condition suivante doit être vérifiée selon la formule II.42 :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad (\text{II.42})$$

Avec le moment critique  $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$  où  $M_u$  le moment à l'état limite ultime et  $M_s$  le moment à l'état limite de service. Les vérifications seront faites en travée et en appui.

### **II.2.3.1.3. Etude des planchers étages courants**

Les procédures pour faire l'étude des planchers étages courants seront faits dans le même panneau que pour celui du plancher terrasse accessible en considérant que tous les planchers auront la même épaisseur.

### **II.2.3.2. Dimensionnement des poutres en BA**

#### **II.2.3.2.1. Introduction**

Les poutres sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Par hypothèse nous admettons que la poutre supporte les actions des charges qui agissent directement sur celle-ci et celles qui lui sont transmises par les éléments qu'elle supporte (plancher, mur, ...).

Il est également démontré que la ruine de la dalle est accompagnée de fissures (lignes de rupture) et que ces lignes sont constituées par des diagonales à 45° partant des angles et se raccordant sur l'axe. Ces lignes nous permettent de comprendre comment les charges agissant sur la dalle se répartissent sur les poutres latérales. Partant de ces hypothèses, les charges que nous allons considérer pour calculer les sollicitations sont transmises d'une manière triangulaire et trapézoïdale sur la poutre la plus chargée.

### II.2.3.2.2. Etude des poutres

Le dimensionnement aux états limites ultimes a pour objectif de déterminer les sections d'acier  $A_{st}$  (u) et  $A_{sc}$  (u) qu'il faut placer dans la section afin d'équilibrer le moment fléchissant ultime  $M_u$ .

Le dimensionnement aux états limites ultimes doit être suivi d'une vérification aux états limites de service afin de vérifier que l'état limite de compression du béton ainsi que l'état limite d'ouverture des fissures sont respectés.

#### i. Hypothèses de calcul

Les hypothèses de calcul sont les suivantes :

- les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement entre les armatures et le béton.
- la résistance du béton tendu est négligée.

Elle est reprise par l'acier ; il travaille à la contrainte selon la formule II.43 :

$$\sigma_{st} = f_{su} = \frac{f_e}{1,15} \quad (\text{II.43})$$

- sections de béton comprimées :

- Sur appui, seule la retombée de la poutre travaille en compression.
- En travée, une partie du plancher reprend des efforts de compression.

La compression est reprise par le béton ; il travaille à la contrainte selon la formule II.44 :

$$\sigma_{bc} = f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{1,5} \quad (\text{II.44})$$

- les déformations limites sont : pour l'acier  $\varepsilon_{su} = 1\%$  et pour le béton  $\varepsilon_{bu} = 0,35\%$  en flexion  $\varepsilon_{bu} = 0,20\%$  en compression
- on considère l'unique combinaison d'actions suivante : 1,35G+1,5Q.

On prend pour référence, la travée centrale ayant les dimensions suivantes :  $l_1$ ,  $b_1$  et  $h_1$  (pour les poutres principales) et la poutre de chaînage pris comme poutre secondaire ayant les caractéristiques ci-après :  $l_2$ ,  $b_2$  et  $h_2$

#### ii. Les poutres principales

- Détermination des actions : les charges que les panneaux de plancher transmettent aux poutres ainsi déterminer nous serviront à calculer les sollicitations (moments et efforts tranchants) dans les poutres. Ces sollicitations à leur tour serviront dans la détermination des sections d'armatures pour armer les poutres selon les formules allant de II.45 à II.50.
- *Calcul des moments :*

$$\text{E.L.U} \quad : \quad M_{0u} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} \quad (\text{II.45})$$

$$\text{Moment en travée} \quad : \quad M_t = 0,85 \cdot M_{0u} \quad (\text{II.46})$$

$$\text{Moment en appui} \quad : \quad M_a = 0,5 \cdot M_{0u} \quad (\text{II.47})$$

$$\text{E.L.S} \quad : \quad M_{0s} = \frac{q_s \cdot l^2}{8} \quad (\text{II.48})$$

$$\text{Moment en travée} \quad : \quad M_{ts} = 0,85 \cdot M_{0s} \quad (\text{II.49})$$

$$\text{Moment en appui} \quad : \quad M_{as} = 0,5 \cdot M_{0s} \quad (\text{II.50})$$

- Ferrailage en travée selon la formule II.51 :

$$\text{E.L.U} \quad \mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \quad (\text{II.51})$$

Si  $\mu_u < \mu_1$  donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) \quad (\text{II.52})$$

$$\text{Avec} \quad \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad (\text{II.53})$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}} \quad (\text{II.54})$$

La condition de non fragilité selon la formule II.55 :

$$A_{st} \geq \max \left( \frac{b \cdot h}{1000} ; 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \quad (\text{II.55})$$

E.L.S :V

Le moment maximum en travée  $M_{tmax}$

Il faut qu'on vérifie par la formule II.56 que :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad (\text{II.56})$$

$$\text{Avec} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s} \quad (\text{II.57})$$

Si c'est vérifier donc il ne sera pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton  $\rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Dans ce cas, l'armature calculée à l'E.L.U. conviendrait pour l'E.L.S.

Selon la RPA 99 V2003 les formules II.57, II.58, II.59 donnent les sections des armatures minimales et secondaires :

$$\text{Armatures minimales} : \quad A_{min} = 0,5\% (b \cdot h) \quad (\text{II.57})$$

$$\text{Armatures maximales} : \quad A_{max} = 4\% (b \cdot h) \text{ pour (zone courante)} \quad (\text{II.58})$$

$$A_{max} = 6\% (b \cdot h) \text{ pour (zone de recouvrement)} \quad (\text{II.59})$$

- Ferrailage en appui :

E.L.U 
$$\mu_u = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} \quad (II.51')$$

Si  $\mu_u < \mu_1$  donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$z = d.(1 - 0,4.\alpha) \quad (II.52')$$

Avec 
$$\alpha = 1,25.(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad (II.53')$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z.\sigma_{st}} \quad (II.54')$$

La condition de non fragilité est donnée par la formule II.38 :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b.h}{1000} ; 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e}\right) \quad (II.53')$$

cm

E.L.S

Le moment maximum en travée  $M_{tmax}$

Il faut qu'on vérifie la formule II.39 que :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad (II.54')$$

Avec 
$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \quad (II.55')$$

Si c'est vérifier donc il ne sera pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton  $\rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

Dans ce cas l'armature calculée à l'E.L.U. conviendrait pour l'E.L.S.

Selon la RPA 99 V2003 les formules II.57, II.58, II.59 donnent les sections des armatures minimales et secondaires :

Armatures minimales : 
$$A_{min} = 0,5\%(b.h) \quad (II.56')$$

Espacement des armatures transversales

D'après le RPA 99, les zones nodale et courante valent :

Zone nodale 
$$s_t \leq \min(h/4, 12 \phi, 1 \text{ min} ; 30 \text{ cm}) \quad (II.60)$$

Zone courante 
$$s_t \leq h/2 \quad (II.61)$$

$\phi$  : le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre considérée

Le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \leq \min (h/35, b/10, \phi/\text{min}) \quad (II.62)$$

Recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de  $35 \Phi$  (zone I).....RPA 99

$\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,6 \times 35 = 64 \text{ cm}$ , alors on adopte :  $L_r = 56 \text{ cm}$

$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,4 \times 35 = 56 \text{ cm}$ , alors on adopte :  $L_r = 49 \text{ cm}$

$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,2 \times 35 = 48 \text{ cm}$ , alors on adopte :  $L_r = 42 \text{ cm}$

La jonction par recouvrement doit être faite si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques)

Les longueurs à prendre en considération pour chaque barre sont par la formule II.63 selon les RPA99 :

$$l' = 2 \times h \quad (\text{II.63})$$

### iii. Les poutres secondaires

Les poutres secondaires sont calculées selon la même démarche que les poutres principales. C'est ainsi que nous allons conserver les mêmes formules que les précédentes.

#### II.2.3.3. Dimensionnement des poteaux en BA

##### II.2.3.3.1. Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

##### II.2.3.3.2. Etude des colonnes

Recommandation du RPA 99/version 2003 :

#### A. Armatures longitudinales

- Combinaison de calcul :

Donc ils doivent être ferrillés en flexion composée à l' E.L.U.

Et la combinaison fondamentale se fera d'après B.A.E.L :

$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$

- Calcul du rayon de giration:

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad (\text{II.64})$$

Avec I le moment d'inertie de la section droite donnée par la formule ci-dessous :

$$I = \frac{b \cdot a^3}{12} \quad (\text{II.65})$$

B = a x b : la section droite du poteau

- Calcul de l'élancement du poteau par :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad (\text{II.66})$$

Si  $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 70$  alors la méthode forfaitaire n'est pas applicable

Si  $\lambda \leq 50$  la méthode forfaitaire est applicable

Avec  $l_f$  : longueur de flambement

$i$  : rayon de giration

- Calcul du coefficient  $\alpha$  par la formule II.67 :

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad (\text{II.67})$$

Si  $N_u/2$  appliqué avant 90 j :  $\alpha$  sera divisé par 1,10

Si  $N_u/2$  appliqué avant 28 j :  $\alpha$  sera divisé par 1,20 et remplacer  $f_{c28}$  par  $f_{cj}$

- Calcul de la section réduite par la formule II.68 :

Elle est calculée selon le type de section, pour notre cas on a des section rectangulaire donc on aura :

$$B_r = (a - 2)(b - 2) \quad (\text{II.68})$$

- Calcul de la section d'armature théorique par la formule II.69 :

$$A_{th} = \left( \frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} \quad (\text{II.69})$$

- Calcul de la section d'armature minimale par la formule II.70:

On détermine le max entre  $A(4u)$  et  $A(0,2\%)$  :

$$A(4u) = 4 \cdot u \quad (\text{II.70})$$

Avec  $u$  le périmètre de la section

$$A(0,2\%) = 0,2 \cdot \frac{B}{100} \quad (\text{II.71})$$

Avec  $B$  la section droite du poteau

$$\text{Alors} \quad A_{min} = \sup \{A(4u); A(0,2\%)\} \quad (\text{II.72})$$

- Calcul de la section calculée par la formule II.73:

Elle est obtenue en cherchant le max entre  $A_{\min}$  et  $A_{th}$

$$A_{scal} = \sup (A_{th}; A_{\min}) \quad (II.73)$$

Une fois trouver  $A_{scal}$  on procèdera au choix de  $A_{réelle}$

- Calcul de l'espacement par la formule II.74:

Il est conditionné par :

$$S_t \leq a + 10 \text{ cm} \quad (II.74)$$

### B. Armatures longitudinales

- Vérification des armatures réelles par la formule II.75 :

$$A_{sréelle} \geq \frac{8}{100} (a + b) \quad (II.75)$$

- Contrôle des pourcentages d'acier par la formule II.76:

$$0,2 \cdot \frac{B}{100} < A_s < 5 \cdot \frac{B}{100} \quad (II.76)$$

- Diamètre d'armatures transversales par la formule II.77:

$$\phi_T > \phi_L / 3 \quad (II.77)$$

Avec  $\phi_L$  : diamètre d'armatures longitudinales

- Espacement par la formule II.78:

$$S_t = \min (15\phi_{L\min}; 40 \text{ cm}; a + 10 \text{ cm}) \quad (II.78)$$

- Longueur de recouvrement par la formule II.79:

Elle conditionné par :

$$L_r \geq 24\phi_L \quad (II.79)$$

### II.2.3.4. Dimensionnement des escaliers

L'escalier est un élément qui n'est pas exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme peu nuisibles. La section est soumise est soumise à la flexion simple. L'enrobage étant  $c \geq 1\text{cm}$  soit  $c = 2\text{cm}$ .

#### II.2.3.4.1. Sollicitation

E.L.U :

- Paillasse :  $q_u = 1,35G_{paillasse} + 1,5Q_B$
- Palier :  $q_u = 1,35G_{palier} + 1,5Q_B$

E.L.S :

- Paillasse :  $q_s = G_{paillasse} + Q_B$
- Palier :  $q_s = G_{palier} + Q_B$

#### II.2.3.4.2. Calcul statique de la paillasse et du palier

E.L.U :

Les charges sur l'escalier sont réparties entre le palier et la paillasse pour trouver la charge qui sera utile, il sera nécessaire de déterminer la charge équivalente de ces deux parties :

$$\triangleright q_{\text{éq}} = \frac{q_{u_{paillasse}} \cdot X + q_{u_{palier}} \cdot Y}{l}$$

E.L.S :

$$\triangleright q_{\text{éq}} = \frac{q_{s_{paillasse}} \cdot X + q_{s_{palier}} \cdot Y}{l}$$

Avec l : la longueur de l'escalier ;

X : la longueur de la paillasse

Y : la longueur totale des paliers

i. Calcul des moments :

E.L.S :

Moment isostatique :

$$\triangleright M_0 = \frac{q l^2}{8}$$

Avec q, la charge équivalente et l, la longueur de l'escalier.

Moments sur appuis :

$M_a = 0,2 \cdot M_0$  : moment en appui a.

$M_b = 0,2 \cdot M_0$  : moment en appui b.

Moment en travée :

$M_t = 0,85 \cdot M_0$

E.L.S :

D'après BAEL 91, on a :

$$\frac{q_s}{q_u} = \varepsilon : \text{facteur de réduction des moments}$$

$$M_a = M_{au} \cdot \varepsilon$$

$$M_b = M_{bu} \cdot \varepsilon$$

Avec  $M_a$  et  $M_b$  sont des moments en appui a et b à E.L.S

$M_{au}$  et  $M_{bu}$  sont des moments en appui a et b à E.L.U.

$$\text{En travée : } M_t = M_{tu} \cdot \varepsilon$$

Avec  $M_t$ , moment en travée à E.L.S et  $M_{tu}$ , moment en travée à E.L.U.

ii. *Calcul des efforts tranchants :*

- D'après BAEL 91, on a :

$$\text{➤ } a = l \cdot \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} ;$$

$$\text{➤ } b = l - a$$

Avec  $M_w$  : moment de flexion sur l'appui gauche de la travée

$M_e$  : moment de flexion sur l'appui droit de la travée ;

$M_t$  : moment de flexion positif dans la travée ;

a et b étant les distances entre appuis ;

l : longueur de l'escalier.

Les efforts tranchants sont donnés par les formules ci- après :

$$\text{➤ } V_w = 2 \cdot \frac{M_w + M_t}{a}$$

$$\text{➤ } V_e = 2 \cdot \frac{M_e + M_t}{b}$$

Avec  $V_w$  : l'effort tranchant sur l'appui gauche de la travée ;

$V_e$  : l'effort tranchant sur l'appui droit de la travée.

iii. Calcul au ferrailage

Le calcul des armatures est effectué pour une section rectangulaire soumise à la flexion simple des dimensions : b, h et d.

Les caractéristiques des matériaux qui seront utilisés :

Acier : FeE 400,  $\gamma_s = 1,15$  et  $\sigma_s = 348$  MPa.

Béton :  $f_{c28} = 25$  MPa,  $\sigma_b = \frac{0,85}{\gamma_b} \cdot f_{c28} = 14,2$  MPa.

- Ferrailage en travée :

$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$  moment réduit si  $\mu < \mu_1$  avec  $\mu_1$  étant le moment réduit critique. Ce qui implique que les aciers comprimés  $A' = 0$ .

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}] \text{ et } \beta = 1 - 0,4\alpha$$

$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$  la section théorique des armatures

Les armatures de répartition :

D'après B.A.8.4.42 du B.A.E.L 91 :  $A_{rép} = \frac{A_s}{4}$

Avec un espacement :

$$S_t \leq \min \{3h, 33\text{cm}\} \quad (\text{II.78})$$

- Ferrailage sur appuis :

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

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}] \text{ et } \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,99$$

$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$  la section théorique sur appuis

Les armatures de répartition :  $A_{rép} = \frac{A_s}{4}$

Avec un espacement :  $S_t = 25\text{cm}$

- Vérification de l'effort tranchant par les formules II.80 et II.81:

La vérification et le calcul se font selon la règle de B.A.E.L 91, (art 5.1.21) la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

$$\tau_u = \min \left( \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\delta b}, 4 \text{ MPa} \right) \quad (\text{II.80})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad (\text{II.81})$$

Avec  $V_u = T_{max}$  l'effort tranchant.

Condition requise :  $V_u \leq 0,26 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$  ;  $a = 0,9 \cdot d$

$$A_p \geq \frac{1,15 \cdot V_u}{f_e} \quad (\text{II.82})$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e}$$

- Vérification à E.L.S :

D'après BAEL 91, il est inutile de faire la vérification de la contrainte à l'ELS.

Position de l'axe neutre :

D'après le maitrise du BAEL 91, on a cette équation :

$$\frac{b_0 y_1^2}{2} + n \cdot A_s \cdot y_1 - n \cdot A_s \cdot d = 0$$

Calcul de moment d'inertie :

$$I = \frac{b_0 y_1^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (d - y_1)^2$$

Vérification de la contrainte :

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{smin} = \frac{2}{3} f_e ; \max \{ 240, 110 \sqrt{\eta} \cdot f_{tj} \}. \text{ Avec } \eta = 1,6 \text{ pour les barres } \Phi \geq 6\text{mm}$$

Vérification vis-à-vis des déformations :

Les trois conditions ci-dessous doivent être vérifiées. Au cas où une seule ne s'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_f}{10 M_0}$$

$$\frac{A_s}{b.d} < \frac{4,2}{400}$$

Calcul de la flèche :

D'après la maîtrise du BAEL 91 et BAEL 91, art.2.1.11 ; la flèche est calculée pour cette méthode :  $\Delta_{f_t} = f_{gv} + f_{pi} - f_{ji} - f_{gi}$

Calcul de  $I_0$  par la formule II.83:

$$I_0 = I_{xx} - \beta_0 \cdot V_x^2 \quad (\text{II.83})$$

Avec  $I_{xx} = b_0 \frac{h^3}{3} + \eta \cdot A \cdot d^2$  et  $V_x = \frac{S_{xx}}{\beta_0}$

Dans l'état non fissuré, on a :  $\beta_0 = \beta + \eta \cdot A$ . Avec  $\beta = b_0 \cdot h$  ;  $\eta = 15$  et  $S_{xx} = b_0 \frac{h^2}{2} + \eta \cdot A \cdot d$

Calcul des coefficients  $\rho$ ,  $\lambda_i$  et  $\lambda_v$  par les formules II.84, II.85 et II.86 :

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} \quad (\text{II.84})$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho} \quad (\text{II.85})$$

$$\lambda_v = \frac{2}{3} \lambda_i \quad (\text{II.86})$$

Calcul des moments par la formule II.87 :

$$G_{\acute{e}q} = [G_{palier}(l1 + l3) + G_{paille} \cdot l2] / l1 + l2 + l3 \quad (\text{II.87})$$

Et  $Q_{\acute{e}q} = 2,5 \text{ KN/m}$

$$j = G_{\acute{e}q} - G_{gardecorps}$$

$$p = G_{\acute{e}q} + G_{gardecorps}$$

$$g = G_{\acute{e}q}$$

Calcul des moments résultants par les formules II.88, II.89 et II.90 :

$$M_j = \varepsilon \cdot j \cdot \frac{l^2}{8} \quad (\text{II.88})$$

$$M_p = \varepsilon \cdot p \cdot \frac{l^2}{8} \quad (\text{II.89})$$

$$M_g = \varepsilon \cdot g \cdot \frac{l^2}{8} \quad (\text{II.90})$$

Calcul des contraintes par les formules II.91, II.92 et II.93:

Pour  $\alpha_1 = \frac{\nu_1}{d}$  et  $\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3}$  ; on aura :

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{\beta_1 \cdot A_p \cdot d} \quad (\text{II.91})$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{\beta_1 \cdot A_p \cdot d} \quad (\text{II.92})$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g}{\beta_1 \cdot A_p \cdot d} \quad (\text{II.93})$$

Les coefficients  $\mu$  :

$$\mu = \max \{0; 1,75 \cdot f_{t28} / (4 \cdot f_{\sigma_{sj}} + f_{t28})\}$$

Calcul d'inerties fictives par les formules II.94, II.95, II.96 et II.97 :

$$If_{ji} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_1 \cdot \mu_j)} \quad (\text{II.94})$$

$$If_{pi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_1 \cdot \mu_p)} \quad (\text{II.95})$$

$$If_{gi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_1 \cdot \mu_g)} \quad (\text{II.96})$$

$$If_{gv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_v \cdot \mu_g)} \quad (\text{II.97})$$

On a :

$E_{vj}$  : module de déformation longitudinale différée ;

$E_{ij}$  : module de déformation longitudinale instantanée.

Pour les flèches dues aux charges instantanées par les formules II.98, II.99 et II.100 :

$$f_{ji} = \frac{M_j \cdot l^2}{10 \cdot E_{ij} \cdot I_{f_{ji}}} \quad (\text{II.98})$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \cdot l^2}{10 \cdot E_{ij} \cdot I_{f_{pi}}} \quad (\text{II.99})$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \cdot l^2}{10 \cdot E_{ij} \cdot I_{f_{gi}}} \quad (\text{II.100})$$

Pour les flèches dues aux charges différées par la formule II.101 :

$$f_{gv} = \frac{M_g \cdot l^2}{10 \cdot E_{vj} \cdot I_{f_{gv}}} \quad (\text{II.101})$$

D'où, il faut chercher  $\Delta_{f_t} = f_{gv} + f_{pi} - f_{ji} - f_{gi}$

Vérification de l'E.L.S de déformation :

La valeur  $\Delta_{f_t}$  ne doit pas dépasser la valeur de la flèche admissible  $[f_t]$  donnée par la formule II.102:

$$[f_t] = \frac{l}{1000} + 0,5 \text{ cm ; si } l \geq 5\text{m} \quad (\text{II.102})$$

### II.2.3.5. Dimensionnement de la fondation

#### II.2.3.5.1. Dimensions de la semelle

i. *Condition de portance* : Par la formule II.103, on a

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \cdot \frac{P_s}{\bar{\sigma}}} \text{ et } A = \frac{b}{a} \cdot B \quad (\text{II.103})$$

Avec a et b les dimensions du poteau sollicitant la semelle ;

$P_s$  : l'effort vertical centré à l'E.L. S ;

$\bar{\sigma}$  : la contrainte admissible du sol ;

A et B étant les dimensions de la semelle.

ii. *Condition de rigidité* : Par les formules II.104 et II.105, on a :

$$\frac{B-b}{4} \leq d_a \text{ et } d_b \leq A-a \quad (\text{II.104})$$

$$h_t \geq 5\text{cm} + \frac{B-b}{4} \quad (\text{II.105})$$

Avec  $d_a$  : la hauteur et  $h_t$  : la hauteur totale de la semelle.

iii. *Vérification de la condition de portance en tenant compte du poids propre de la semelle*

Soit  $P_p$  le poids propre approximatif de la semelle.

$$P_p = B.A. h_t \cdot \rho$$

$$P_{ps} = P_p + Q_p$$

$$P_{pu} = 1,35P_p + 1,5Q_p$$

Avec  $P_{pu}$  et  $P_{ps}$  les charges verticales en tenant compte du poids propre de la semelle à l'E.L.U et à l'E.L.S.

On vérifie les dimensions comme suit :

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \cdot \frac{P_s}{\sigma}} \text{ et } A = \frac{b}{a} \cdot B$$

#### II.2.3.5.2. Calcul des armatures par la méthode des bielles [6]

i. Armatures parallèles au côté B : Par la formule II.106, on a

$$A_{sb} = \frac{P_{pu} \cdot (B-b)}{8 \cdot d_b \cdot \sigma_s} \quad (\text{II.106})$$

ii. Armatures parallèles au côté A : Par la formule II.107, on a

$$A_{sa} = \frac{P_{pu} \cdot (A-a)}{8 \cdot d_a \cdot \sigma_s} \quad (\text{II.107})$$

Il s'en suit que, par la formule II.108 :

$$d_a = d_b - \frac{\Phi_a - \Phi_b}{2} \quad (\text{II.108})$$

iii. Vérification de besoin des crochets

Pour déterminer la longueur des barres et leurs modes d'encrage de scellement, on procède comme suit par la formule II.109:

$$l_s = \frac{\Phi}{4} \left( \frac{f_e}{\tau_s} \right) \text{ et } \tau_s = 0,6\phi_s^2 \cdot f_{tj} \quad (\text{II.109})$$

$\Phi_s$  : 1,5 à haute adhérence et  $\Phi$  : diamètre des barres.

Si  $\frac{B}{4} < l_s$  : toutes les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle et comportent des encrages courbes ;

Si  $\frac{B}{8} < l_s < \frac{B}{4}$  : toutes les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle mais ne peuvent pas comporter des crochets.

Si  $l_s < \frac{B}{8}$  : les barres ne comportent pas des crochets et on peut arrêter une barre sur deux à  $0,71B$  ou alterner des barres de  $0,86B$ .

*i. Débords*

$$h_p \geq \max \{15\text{cm et } 12\Phi + 6\text{cm}\}.$$

#### **II.4. CONCLUSION PARTIELLE**

En génie civil, pour faire le calcul des éléments résistants d'un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes infaillibles et bien connues, dans notre cas les règlements RPA99/ version2003 et C.B.A 93 (B.A.E.L 91). La partie la plus large de ce chapitre a été consacré à étaler cette méthodologie. Cette méthodologie consiste au pré-dimensionnement de la structure qui est le pré-calcul des éléments résistants ; à l'évaluation des charges qui est la répartition des charges d'éléments en éléments jusqu'au sol ; et en dernier lieu à l'étude de ces éléments de la structure qui est la détermination de la répartition des sollicitations, des contraintes et des déformations mais aussi la détermination des sections d'armatures nécessaires dans ces éléments de la structure aux états limites. Mais avant ça, il nous a été nécessaire d'effectuer l'étude du milieu et évaluer la portance du sol qui nous sera utile dans le choix des fondations mais également pour leurs dimensionnements.

## Chapitre troisième : DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE, ANALYSE ET INTERPRETATION DES RESULTATS

### INTRODUCTION

Après avoir établi la méthodologie de calcul du dimensionnement des éléments résistants d'une structure en BA dans le chapitre précédent, ce chapitre sera consacré à la présentation des résultats de l'étude faite sur l'évaluation des charges, le pré dimensionnement des éléments en BA et le dimensionnement des éléments en BA.

### III.1. DONNEES DE BASE [1]

#### III.1.1. Caractéristiques géométriques et fonctionnels de l'ouvrage

En plan, la structure s'étend sur 18.45 mètres de long et 16.3 mètres de large. En élévation, le rez-de-chaussée ainsi que tous les autres étages s'élèvent à 3 mètres de hauteur. En somme, elle fait 9 mètres de haut. Le rez-de-chaussée est composé d'une salle de réception, un bar-restaurant, une salle de sport, une buanderie, la cuisine accompagnée du dépôt et de la plonge et enfin des sanitaires ; tandis qu'aux premier et second étage l'on trouve un séjour principal, des chambres munies chacune des terrasses et des sanitaires. En somme, l'ouvrage fait 9 mètres de haut.

- i. **Ossature et système constructif adopté** : c'est une structure en béton armé avec un système de contreventement mixte (poteaux-poutres).
- ii. **Planchers** : les planchers sont réalisés en dalle pleine.
- iii. **Maçonnerie** : les murs extérieurs et intérieurs sont faits en bloc ciment (parpaing) de (40cm\*20cm\*20cm).
- iv. **Revêtement** :
  - ❖ Face inférieure
  - ❖ Face supérieure

Le tableau III.1 donne les hypothèses de calcul :

Tableau III.1: Hypothèses de calcul

Résistance caractéristique du béton	25MPa
Limite élastique des aciers	460MPa

Contrainte ultime du sol	1,5MPa
Contrainte de calcul du béton à l'ELU	14,17MPa
Contrainte de calcul de l'acier à l'ELU	348MPa
Longueur de recouvrement des aciers	50 diamètres
Fissuration	Peu préjudiciable (FPP)
Enrobage des armatures	20 mm

### III.1.2. Charges permanentes

Les charges permanentes sont obtenues à partir des dimensions géométriques des éléments et des ouvrages, déduites des plans et du poids volumique des matériaux les constituant. Le tableau III.2 donne les différentes charges que supporte la structure.

Tableau III.2: Charges permanentes

Charges permanentes	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
Béton armé	25	Variable	-
Chape de mortier	20	Variable	-
Enduit	20	Variable	-
Carrelage	20	0,02	0,4
Faux-plafond	-	-	0,2
Moquette	-	-	0,1

### III.1.3. Charges d'exploitation

Comme il s'agit d'une maison d'habitation, on prendra comme charge d'exploitation, le maximum de 1500N/m<sup>2</sup>.

### III.1.4. Vent

L'action du vent n'est pas à prendre en compte car la hauteur du bâtiment est inférieure à 10 mètres.

## III.2. PRE DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE

### III.2.1. Pré dimensionnement des planchers en BA

On considère une portion limitée par le plancher. Cette portion est une dalle rectangulaire encastrée sur son contour et ayant les dimensions, mesurées entre axes des appuis dont  $L_x = 3,9$  m et  $L_y = 3,98$  m.

Alors le rapport  $\frac{L_x}{L_y} = \frac{3,9}{3,98} = 0,97$  ; donc c'est une dalle portant dans deux directions d'après la condition (II.1)

Cherchons l'épaisseur de la dalle en tenant compte de ces 4 conditions ci-dessous :

- ❖ Condition de la flèche d'après la formule (II.2) nous avons  $H_1$  :

$$L_{x,\max} = 390\text{cm} \rightarrow 7,8 \leq H_1 \leq 9,75$$

- ❖ Condition de résistance d'après la formule (II.3) on a  $H_2$  :

$$8,7 \leq H_2 \leq 9,75$$

- ❖ Condition de déformabilité d'après la formule (II.4) :

Pour le panneau de rive :  $\alpha = 0,85 \rightarrow H_3 = 16,6\text{cm}$

Pour le panneau intermédiaire :  $\alpha = 0,75 \rightarrow H_3 = 14,6\text{cm}$

- ❖ Condition de résistance au feu on a :

Pour 1 heure de coupe-feu :  $H_4 = 7$  cm.

Pour 2 heures de coupe-feu :  $H_4 = 11$  cm.

Pour 3 heures de coupe-feu :  $H_4 = 14$  cm

La hauteur de la dalle qui satisfait toutes les conditions est  $H = \text{Max}(H_1, H_2, H_3, H_4)$ , nous adoptons pour :  $H = 16$  cm.

### III.2.2. Pré dimensionnement des poutres

#### III.2.2.1. Poutres principales

Connaissant la portée  $L = 398$  cm nous appliquons pour les formules II.5 pour le choix de h:

$$\frac{398}{15} \leq h \leq \frac{398}{10} \rightarrow 26,5 \leq h \leq 39,8$$

On adopte pour  $h = 35$  cm, cherchons b :

$$0,3h \leq b \leq 0,6h \rightarrow 10,5 \leq b \leq 21$$

On prend  $b = 15$  cm. D'après la RPA :

$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 15 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.}$

$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow 2,3 \leq 4 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

Pour la portée  $L = 398 \text{ cm}$  nous adoptons les mesures suivantes  $P (15 \times 35) \text{ cm}^2$ .

**III.2.2.2. Poutres secondaires**

D'après les règles de CBA93, on :

La portée  $L = 390 \text{ cm}$  nous appliquons pour les formules II.5 et II.6 pour le choix de  $h$  et de  $b$ :

$$\frac{390}{15} \leq h \leq \frac{390}{10} \rightarrow 26 \leq h \leq 39$$

On adopte pour  $h = 35 \text{ cm}$ , cherchons  $b$  :

$$0,3h \leq b \leq 0,6h \rightarrow 10,5 \leq b \leq 21$$

On prend  $b = 15 \text{ cm}$ .

La figure III.4 donne les dimensions choisies pour nos poutres :

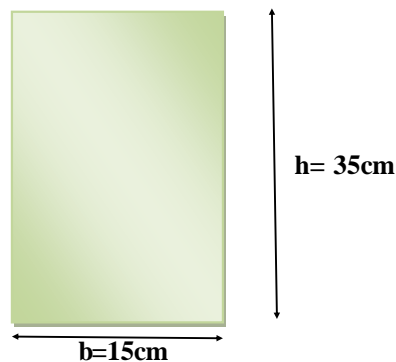


Figure III.1: Dimensions des poutres principales et secondaires

**III.2.3. Pré dimensionnement des poteaux (colonnes)**

On prend une section de côté :  $a = 20 \times 30 \text{ cm}^2$  pour toute la structure.

Les poteaux sont dimensionnés suivant ces conditions :

- ❖ Condition de non flambement d'après la formule (II.10) nous avons :

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

Cherchons alors  $L_f = 0,7.L_0 = 185,5 \text{ cm} = 1,855 \text{ m}$

Avec  $L_0 = 265 \text{ cm}$  hauteur libre du poteau au RDC

Alors  $\lambda = \frac{185,5}{40} \cdot \sqrt{12} = 16,06$  d'où  $\lambda < 50$  c'est-à-dire que les charges sont appliquées après 28 jours.

❖ Condition du RPA 99 art 7.4.1 (R.P.A 99) il faut que :

✓  $\text{Min}(20,30) \geq 25\text{cm}$  .....Condition non Vérifiée

✓  $\text{Min}(20,30) \geq \frac{265}{20} = 13,25\text{ cm}$  .....Condition Vérifiée

✓  $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \Rightarrow 0,25 < 0,66 < 4$ , .....Condition Vérifiée

### III.2.4. Pré dimensionnement de l'escalier

#### i. La règle de BLONDEL

Comme  $h$  : la hauteur de la contremarche  $\Rightarrow 14 \leq h \leq 20\text{cm}$

$g$  : la largeur de la marche  $\Rightarrow 25 \leq g \leq 32\text{cm}$

On prend  $h = 17\text{cm}$  et  $g = 30\text{cm}$

D'après la formule de Nicolas BLONDEL, on a :  $59 \leq 2h+g \leq 66\text{cm}$

Soit :  $2h+g = 64\text{cm}$

Donc  $59 \leq 2h+g = 64 \leq 66\text{cm}$ , ..... Condition Vérifiée

#### ii. Nombre de contremarches :

$n = \frac{H}{h} = \frac{300}{17} = 18$  nombre des contremarches par foulée

- Pour deux volées  $n = 18$
- Pour une volée  $n = 9$

#### iii. Longueur de la ligne de volée :

$L = (n-1) \cdot g = (9-1) \times 30 = 240\text{cm}$

#### iv. Inclinaison de la paillasse

$\tan \alpha = \frac{H/2}{L} = \frac{150}{240} = 0,625 \rightarrow \alpha = 32^\circ$

$$\sin \alpha = \frac{H/2}{L_{inc}} \rightarrow L_{inc} = \frac{H/2}{\sin \alpha} \rightarrow L_{inc} = \frac{150}{0,53} = 283,02\text{cm}$$

v. *Longueur du palier de repos*

$$337 - 240 = 97\text{cm}$$

vi. *Epaisseur de palier d'escalier*

$$\frac{L_{inc}}{30} \leq e \leq \frac{L_{inc}}{20} \rightarrow 9,43 \leq e \leq 14,15 ; \text{ alors on adopte } e = 14 \text{ cm}$$

### III.3. EVALUATION DES CHARGES

#### III.3.1. Les planchers

##### III.3.1.1. Plancher terrasse accessible

Tableau III.3: Charges à la terrasse accessible dues au plancher

Les composantes	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
Forme de pente	0,1	22	2,2
Dalle en béton	0,16	25	4
Isolation thermique en liège	0,04	4	0,16
Enduit de mortier	0,02	20	0,4
Enduit en plâtre	0,02	14	0,28
Total G			7,16
Surcharge Q			4

##### III.3.1.2. Plancher étage courant

Tableau III.4: Charges à l'étage courant dues au plancher

Les composantes	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
Revêtement (carrelage)	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Dalle en béton	0,16	25	4
Cloison de séparation	0,10	10	1
Enduit de mortier	0,02	20	0,4
Enduit en plâtre	0,02	14	0,28
Total G			6,1
Surcharge Q			1,5

### III.3.2. Les poutres

#### III.3.2.1. Les poutres principales

Surface de la dalle :  $\frac{(3,9*2-3,1).3,1}{4} + \frac{(3,9*2-3,9).3,9}{4} = 7,44 \text{ m}^2$

Surface de la maçonnerie de brique creuses :  $2,6(4,1 - 0,2) = 10,14 \text{ m}^2$

Poids de la retombée de poutre :  $0,3(0,30 - 0,16).4,1.25 = 4,305 \text{ KN}$

Poids de la dalle :  $0,16.7,44.25 = 29,76 \text{ KN}$

Poids maçonnerie de briques creuses :  $0,2.10,14.13,5 = 27,38 \text{ KN}$

Poids de l'enduit :

❖ Sur retombée de poutre  $2(0,3-0,16).4,1.0,02.18 = 0,041 \text{ KN}$

❖ Sous la dalle  $7,44.0,02.18 = 2,6784 \text{ KN}$

❖ Sur maçonnerie de briques pleines  $2.10,14.0,03.18 = 10,9512 \text{ KN}$

❖ Poids de la chape sur la dalle  $7,44.0,06.20 = 8,928 \text{ KN}$

Total enduit et chapes = 22,5986 KN

Poids de la surcharge :  $1,5.7,44 = 11,16 \text{ KN}$

Combinaison d'action :

$G = 4,31+29,76+27,38+22,59 = 84,05 \text{ KN}$

$$Q = 1,5 \cdot 7,44 = 11,16 \text{ KN}$$

Répartition des charges par unité de longueur :

$$G = 84,05/3,9 = 21,55 \text{ KN/m}$$

$$Q = 11,16/3,9 = 2,86 \text{ KN/m}$$

La combinaison des charges selon le Tableau III.5 ci-dessous :

Tableau III.5: la combinaison des charges sur la poutre principale

<b>E.L.U</b>	33,38 KN/m
<b>E.L.S</b>	24,41 KN/m

### III.3.2.2. Les poutres secondaires

L'évaluation des charges dues aux poutres secondaires est la même que celle des poutres principales vue qu'elles ont à la même longueur de portée.

### III.3.3. Les poteaux

#### A. Charges permanentes

##### i. Dalles :

$$Pp_1 = \gamma \cdot e \cdot \Sigma S$$

$$Pp_1 = \gamma \cdot e \cdot (S_1 + S_2 + S_3 + S_4), \text{ avec}$$

$$S_1 = 3,90 \cdot 1,31 = 5,109 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 3,90 \cdot 3,98 = 15,522 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 3,90 \cdot 3,98 = 15,522 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 3,90 \cdot 1,31 = 5,109 \text{ m}^2$$

$$Pp_1 = 25 \text{ KN/m}^3 \cdot 0,16 \cdot \{(5,11 \cdot 2) + (15,52 \cdot 2)\}$$

$$Pp_1 = 165,04 \text{ KN}$$

##### ii. Poutres:

$$Pp_2 = \gamma \cdot a \cdot b \cdot \Sigma l$$

$$Pp_2 = 25 \text{ KN/m}^3 \cdot 0,35 \cdot 0,15 \cdot (1,31 + 3,90 + 3,90 + 3,98)$$

$$Pp_2 = 17,18 \text{ KN}$$

##### iii. Poteaux :

$$Pp_3 = \gamma \cdot a \cdot b \cdot l$$

$$Pp_3 = 25 \text{ KN/m}^3 * 0,2 * 0,3 * 3$$

$$Pp_3 = 4,5 \text{ KN}$$

**iv. Revêtement :**

$$Pp_4 = 1,8 \text{ KN/m}^2 * S$$

$$Pp_4 = 1,8 * 41,26$$

$$Pp_4 = 74,27 \text{ KN}$$

$$D'où G = \sum Pp_i = Pp_1 + Pp_2 + Pp_3 + Pp_4$$

$$\Rightarrow G = (165,04 + 17,18 + 4,5 + 74,27) \text{ KN}$$

$$\Rightarrow G = 260,99 \text{ KN}$$

**B. Charges d'exploitation**

$$\Rightarrow Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 * 41,26$$

$$\Rightarrow Q = 61,89 \text{ KN}$$

La combinaison des charges selon le Tableau III.6 ci-dessous :

*Tableau III.6: la combinaison des charges sur le poteau le plus chargé*

<b>E.L.U</b>	445,17 KN
<b>E.L.S</b>	322,88 KN

**III.3.4. Les escaliers**

**III.3.4.1. Le palier**

*Tableau III.7: Descente des charges dues au palier de l'escalier*

Les composantes	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,1	20	0,4
Poids propre de palier	0,16	25	3,75
Enduit en plâtre	0,02	14	0,28
Total G			4,78

Surcharge Q	2,5
-------------	-----

### III.3.4.2. La paillasse

Tableau III.8: Descente des charges dues à la paillasse de l'escalier

Les composantes	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage verticale	0,02	22	0,44
Mortier de pose verticale	0,1	20	0,4
Carrelage horizontale	0,02	22	0,44
Mortier de pose horizontale	0,1	20	0,4
Garde-corps	-	-	1
Poids propre de la volée	0,15	30,01	4,5
Poids propre des marches	-	-	1,98
Enduit en ciment	0,02	22	0,44
Total G			9,52
Surcharge Q			2,5

### III.3.5. Les murs

Tableau III.9 : Descente des charges dues aux murs [7]

Les composantes	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit extérieur	0,02	20	0,4
Enduit intérieur	0,02	20	0,4
Enduit en plâtre	0,02	14	0,28
Bloc creux	0,15	13,5	2,025

G	3,105
---	-------

### III.4. ETUDE SUR LES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

#### III.4.1. Dimensionnement des planchers

##### III.4.1.1. Plancher terrasse accessible

i. Calcul des moments :

Comme le panneau de la dalle  $l_x/l_y = 0,97$  ; la dalle est portée suivant deux directions. Les calculs des moments seront effectués selon le 2<sup>ème</sup> cas pour les panneaux portés suivant deux directions :

$$M_{0x} = \mu_x p l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x}$$

- Combinaison d'action à E.L.U :  $p_u = 1,35G + 1,5Q$

$$p_u = 1,35*(7,16) + 1,5*(4)$$

$$p_u = 15,67 \text{ KN/m}^2$$

- Combinaison d'action à E.L.S :  $p_s = G + Q = 7,16 + 4 = 11,16 \text{ KN/m}^2$

On lit les valeurs des coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  dans le tableau II.1 avec  $\alpha = 0,97$ .

On a alors :  $\mu_x = 0,041$  et  $\mu_y = 0,887$  en E.L.U.

$\mu_x = 0,048$  et  $\mu_y = 0,923$  en E.L.S

- A l'E.L.U. :

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \mu_x p l_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,041 * 15,67 * (3,9)^2 \\ M_{0y} = 0,887 * M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 9,77 \text{ KNm} \\ M_{0y} = 0,887 * 9,77 = 8,66 \text{ KNm} \end{cases}$$

- A l'E.L.S. :

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \mu_x p l_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,048 * 11,16 * (3,9)^2 \\ M_{0y} = 0,923 * M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 8,14 \text{ KNm} \\ M_{0y} = 0,923 * 8,14 = 7,51 \text{ KNm} \end{cases}$$

Le tableau III.10 donne les expressions des moments du panneau le plus chargé au niveau de la terrasse accessible.

Tableau III.10: Moments du panneau le plus chargé du plancher étage courant

PANNEAU	MOMENTS	ELU (KNm)	ELS (KNm)
Isostatique	$M_{0x}$	9,77	8,14
	$M_{0y}$	8,66	7,51
Continue	$M_{tx} = 0,75M_{0x}$	7,32	6,11
	$M_{ax} = (M_{ay}) = -0,5M_{0x}$	-4,88	-4,07
	$M_{ty} = 0,7M_{0y}$	6,84	5,25
De rive	$M_{tx} = 0,85M_{0x}$	8,30	6,92
	$M_{aex} = (M_{aey}) = -0,3M_{0x}$	-2,93	-2,44
	$M_{acx} = (M_{acy}) = -0,5M_{0y}$	-4,33	-3,75
	$M_{ty} = 0,8M_{0y}$	6,92	6,01

Avec : -  $M_{0x}$ : Moment en travée isostatique sens x

-  $M_{0y}$ : Moment en travée isostatique sens y

-  $M_{tx}$ : Moment en travée continue

-  $M_{ax}$ : Moment sur appui continu

-  $M_{ty}$ : Moment en travée continue sens y

-  $M_{tx}$ : Moment en travée de rive sens x

-  $M_{aex}$ : Moment sur appui extrême

Après vérification de la condition II.31, les moments qui seront appliqués sont les suivants :

E.L.U :

Travée :  $M_{tx} = 8,3\text{KNm}$  et  $M_{ty} = 6,92\text{KNm}$

Appui :  $M_{ax} = 4,88\text{KNm}$  et  $M_{ay} = 4,33\text{KNm}$

### ii. Ferrailage

➤ Vérification à l'E.L.U. :

❖ Sens-x :

Tableau III.11: Ferrailage de la dalle

Section	$M_u(\text{KNm})$	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$f_{bc}(\text{MPa})$	$A_{s \min}$	$A_s(\text{Cm}^2)$	$A_{s \text{ adopter}}$
Travée	8,3	0,02	0,025	15,84	348	1,69	1,33	6HA12

<b>Appui</b>	4,88	0,01	0.012	15,92	348	1,69	0,88	6HA12
--------------	------	------	-------	-------	-----	------	------	-------

❖ Sens-y :

Tableau III.12: Ferrailage de la dalle

Section	$M_u$ (KNm)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$f_{bc}$ (MPa)	$A_{s\ min}$	$A_s$ (Cm <sup>2</sup> )	$A_s\ adopter$
<b>Travée</b>	6,92	0,019	0,047	15,7	348	1,69	1,27	6HA10
<b>Appui</b>	4,33	0,012	0,03	15,81	348	1,69	0,79	6HA10

➤ Vérification à E.L.S :

On doit vérifier la condition suivante :  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  Avec :  $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

❖ En travée :

$$M_{tu} = 8,3\text{KNm et } M_{ts} = 6,92\text{KNm}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{8,3}{6,92} \rightarrow \gamma = 1,2$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1,2-1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha_{travée} = 0,35 < 0,45 \dots\dots\dots condition vérifiée$$

❖ En appuis :

$$M_{au} = 4,88\text{KNm et } M_{as} = 4,07\text{KNm}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{4,88}{4,07} \rightarrow \gamma = 1,2$$

$$\alpha_{appui} \leq \frac{1,2-1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha_{travée} = 0,35 < 0,45 \dots\dots\dots condition vérifiée$$

**III.4.1.2. Plancher des étages courants**

i. Calcul des moments :

Comme le panneau de la dalle  $l_x/l_y = 0,97$  ; la dalle est portée suivant deux directions. Les calculs des moments seront effectués selon le 2<sup>ème</sup> cas pour les panneaux portés suivant deux directions :

$$M_{0x} = \mu_x p l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x}$$

- Combinaison d'action à E.L.U :  $p_u = 1,35G + 1,5Q$

$$p_u = 1,35*(6,1) + 1,5*(1,5)$$

$$p_u = 10,49 \text{ KN/m}^2$$

- Combinaison d'action à E.L.S :  $p_s = G + Q = 6,1 + 1,5 = 7,6 \text{ KN/m}^2$

On lit les valeurs des coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  dans le tableau () avec  $\alpha = 0,97$ .

On a alors :  $\mu_x = 0,041$  et  $\mu_y = 0,887$  en E.L.U.

$$\mu_x = 0,048 \text{ et } \mu_y = 0,923 \text{ en E.L.S}$$

- A l'E.L.U. :

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \mu_x p l_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,041 * 10,49 * (3,9)^2 \\ M_{0y} = 0,887 * M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 6,54 \text{ KNm} \\ M_{0y} = 0,887 * 6,54 = 5,8 \text{ KNm} \end{cases}$$

- A l'E.L.S. :

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \mu_x p l_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,041 * 7,6 * (3,9)^2 \\ M_{0y} = 0,887 * M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 4,74 \text{ KNm} \\ M_{0y} = 0,887 * 4,74 = 4,2 \text{ KNm} \end{cases}$$

Le tableau III.13 donne les expressions des moments du panneau le plus chargé au niveau de l'étage courant.

Tableau III.13: Moments du panneau le plus chargé du plancher étage courant

PANNEAU	MOMENTS	ELU (KNm)	ELS (KNm)
Isostatique	$M_{0x}$	6,54	4,74
	$M_{0y}$	5,8	4,2
Continue	$M_{tx} = 0,75M_{0x}$	4,905	3,55
	$M_{ax} = (M_{ay}) = -0,5M_{0x}$	-3,27	-2,37
	$M_{ty} = 0,7M_{0y}$	4,06	2,94
	$M_{tx} = 0,85M_{0x}$	5,56	4,03
	$M_{aex} = (M_{aey}) = -0,3M_{0x}$	-1,96	-1,42

De rive	$M_{acx} = (M_{acy}) = -0,5M_{0y}$	-2,9	-2,1
	$M_{ty} = 0,8M_{0y}$	4,64	3,36

Avec : -  $M_{0x}$ : Moment en travée isostatique sens x

-  $M_{0y}$ : Moment en travée isostatique sens y

-  $M_{tx}$ : Moment en travée continue

-  $M_{ax}$ : Moment sur appui continu

-  $M_{ty}$ : Moment en travée continue sens y

-  $M_{tx}$ : Moment en travée de rive sens x

-  $M_{aex}$ : Moment sur appui extrême

Après vérification de la condition II.31, les moments qui seront appliqués sont les suivants :

E.L.U :

Travée :  $M_{tx} = 5,56\text{KNm}$  et  $M_{ty} = 4,64\text{KNm}$

Appui :  $M_{ax} = 3,27\text{KNm}$  et  $M_{ay} = 2,9\text{KNm}$

### ii. Ferrailage

➤ Vérification à l'E.L.U. :

❖ Sens-x :

Tableau III.14 : Ferrailage de la dalle

Section	$M_u(\text{KNm})$	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$f_{bc}(\text{MPa})$	$A_{s \min}$	$A_s(\text{Cm}^2)$	$A_{s \text{ adopter}}$
Travée	5,56	0,01 5	0,037	15,76	348	1,69	1,01	6HA12
Appui	3,27	0,00 9	0,022	15,85	348	1,69	0,59	6HA12

❖ Sens-y :

Tableau III.15: Ferrailage de la dalle

Section	$M_u(\text{KNm})$	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$f_{bc}(\text{MPa})$	$A_{s \min}$	$A_s(\text{Cm}^2)$	$A_{s \text{ adopter}}$
Travée	4,64	0,01 2	0,03	15,81	348	1,69	0,84	6HA10

<b>Appui</b>	2,9	0,00 8	0,02	15,87	348	1,69	0,52	6HA10
--------------	-----	-----------	------	-------	-----	------	------	-------

➤ Vérification à E.L.S :

On doit vérifier la condition suivante :  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  Avec :  $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

❖ En travée :

$M_{tu} = 5,56\text{KNm}$  et  $M_{ts} = 4,03\text{KNm}$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{5,56}{4,03} \rightarrow \gamma = 1,38$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha_{travée} = 0,054 < 0,44 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

❖ En appuis :

$M_{au} = 3,27\text{KNm}$  et  $M_{as} = 2,37\text{KNm}$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{3,27}{2,37} \rightarrow \gamma = 1,38$$

$$\alpha_{appui} \leq \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha_{appui} = 0,032 < 0,44 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

### III.4.2. Dimensionnement des poutres

#### III.4.2.1. Poutres principales

i. Calcul des moments

❖ E.L.U:

$$M_{0u} = \frac{q_u \cdot l^2}{8}$$

$$M_{0u} = \frac{33,38 \cdot (3,98)^2}{8} = 66,09\text{KNm}$$

Moment en travée :  $M_t = 0,85 \cdot M_{0u} = 0,85 \cdot 66,09 = 56,18\text{KNm}$

Moment en appuis :  $M_a = 0,5 \cdot M_{0u} = 0,5 \cdot 66,09 = 33,05\text{KNm}$

❖ E.L.S:

$$M_{0s} = \frac{q_s \cdot l^2}{8}$$

$$M_{0s} = \frac{24,41 \cdot (3,98)^2}{8} = 48,33\text{KNm}$$

Moment en travée :  $M_{ts} = 0,85.M_{0s} = 0,85. 48,33 = 41,08\text{KNm}$

Moment en appuis :  $M_{as} = 0,5.M_{0s} = 0,5. 48,33 = 21,16\text{KNm}$

ii. *Ferraillage en travée*

❖ *E.L.U :*

$\mu_u = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}}$  avec  $M_u = 56,18\text{KNm}$ ,  $b = 0,15 \text{ m}$ ,  $d = 0,35 \text{ m}$  et  $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$

$\mu_u = \frac{56,18.10^{-3}}{0,15.0,35^2.14,17} = 0,215 \rightarrow \mu_u < 0,392$  donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2.0,215}) = 0,306$

$z = d.(1 - 0,4.\alpha) = 0,35.(1 - 0,4.0,306) = 0,31\text{m}$

$A_{st} = \frac{M_u}{z.\sigma_{st}} = \frac{56,18.10^3}{31.348} \rightarrow A_{st} = 5,21\text{cm}^2$

Condition de non fragilité :

$A_{st} \geq \max\left(\frac{b.h}{1000}; 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e}\right) \text{ cm}^2 \rightarrow A_{st} \geq \max(0,5\text{cm}^2; 0,45\text{cm}^2)$

Donc  $5,21 \text{ cm}^2 > 0,45\text{cm}^2$ .....condition vérifiée

❖ *E.L.S :*

Le moment maximum en travée  $M_{tmax} = 41,08\text{KNm}$

Il faut vérifier que  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

Avec  $\gamma = \frac{M_u}{M_s} \rightarrow \gamma = \frac{56,18}{41,08} = 1,37$

$\rightarrow \alpha \leq \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$

$\rightarrow \alpha = 0,306 < 0,44$  .....condition vérifiée

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton  $\rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

L'armature calculée à l'E.L.U. convient pour l'E.L.S.

❖ *Armatures minimales :*

$A_{min} = 0, 5\% (b.h)$  selon la RPA99 V2003

$\rightarrow A_{min} = 0,005.15.35 = 2,625 \text{ cm}^2$

❖ *Armatures maximales :*

Selon le RPA V2003 :

$\rightarrow A_{max} = 4\% (b.h) = 0,04.15.35 = 21 \text{ cm}^2$ ..... (zone courante)

$\rightarrow A_{max} = 6\% (b.h) = 0,06.15.35 = 31,5 \text{ cm}^2$ ..... (zone de recouvrement)

❖ *Choix des armatures :*

Le choix des armatures en travée : «  $A_{st} \rightarrow 3HA12$  »

iii. *Ferraillage en appui*

❖ *E.L.U :*

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \text{ avec } M_u = 33,05 \text{KNm, } b = 0,15 \text{ m, } d = 0,35 \text{ m et } f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{33,05 \cdot 10^3}{15 \cdot 35^2 \cdot 14,17} = 0,126 \rightarrow \mu_u < 0,392 \text{ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,126}) = 0,315$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,35 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,315) = 0,31$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{33,05 \cdot 10^3}{0,31 \cdot 348} \rightarrow A_{st} = 3,1 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max \left( \frac{b \cdot h}{1000} ; 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \text{ cm}^2 \rightarrow A_{st} \geq \max (0,5 \text{ cm}^2 ; 0,45 \text{ cm}^2)$$

D'où  $3,1 \text{ cm}^2 > 0,45 \text{ cm}^2$  ..... *condition vérifiée*

❖ *E.L.S :*

Le moment maximum en appui  $M_{amax} = 21,16 \text{KNm}$

$$\text{Il faut vérifier que } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \rightarrow \gamma = \frac{33,05}{21,16} = 1,56$$

$$\rightarrow \alpha \leq \frac{1,56 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,53$$

$$\rightarrow \alpha = 0,25 < 0,53 \text{ ..... } \textit{condition vérifiée}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton  $\rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

L'armature calculée à l'E.L.U. convient pour l'E.L.S.

❖ *Armatures minimales :*

$A_{min} = 0,5\% (b \cdot h)$  selon la RPA99 V2003

$$\rightarrow A_{min} = 0,005 \cdot 15 \cdot 35 = 2,625 \text{ cm}^2$$

❖ *Choix des armatures :*

Le choix des armatures en appui : «  $A_{st} \rightarrow 3HA14 + 3HA16$  »

❖ *Espacement des armatures transversales*

D'après le RPA 99

$$s_t \leq \min (h/4, 12 \phi, 1 \text{ min} ; 30 \text{ cm}) \rightarrow \text{zone nodale}$$

$$s_t \leq h/2 \rightarrow \text{zone courante}$$

$s_t \leq 17,5$  cm on adopte  $s_t = 20$  cm

❖ Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min (h/35, b/10, \phi/\min)$$

On prend  $\phi_t = \phi_8$

❖ Recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi$  (zone I).....RPA 99

$$\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,6 \times 35 = 56 \text{ cm, alors on adopte : } L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,4 \times 35 = 49 \text{ cm, alors on adopte : } L_r = 50 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,2 \times 35 = 42 \text{ cm, alors on adopte : } L_r = 45 \text{ cm}$$

La jonction par recouvrement doit être faite si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques)

Les longueurs à prendre en considération pour chaque barre sont :

$$l' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}.....\text{RPA 99}$$

#### III.4.2.2. Poutres secondaires

La portée des poutres secondaires étant la même que celle des poutres principales, les calculs effectués sur la poutre principale restent valides pour la poutre secondaire.

### III.4.3. Dimensionnement des escaliers

#### III.4.3.1. Sollicitation

i. E.L.U :

$$1-1\text{-Paillasse} : q_{u_{paillasse}} = 1,35.(9,52) + 1,5.(2,5) = 16,6\text{KN/m}$$

$$1-2\text{-Palier} : q_{u_{palier}} = 1,35.(4,78) + 1,5.(2,5) = 10,2\text{KN/m}$$

ii. E.L.S :

$$1-1\text{-Paillasse} : q_{s_{paillasse}} = (9,52) + (2,5) = 12,2\text{KN/m}$$

$$1-2\text{-Palier} : q_{s_{palier}} = (4,78) + (2,5) = 7,28\text{KN/m}$$

#### III.4.3.2. Calcul statique de la paillasse et du palier

i. E.L.U :

La charge équivalente :

$$q_{\text{éq}} = \frac{16,6 \cdot (2,4) + 10,2 \cdot (0,9)}{2,4 + 0,97} \rightarrow q_{\text{éq}} = 14,76 \text{ KN/m}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{14,76 \cdot (3,37)^2}{8} = 24,85 \text{ KN/m}$$

Moment sur appuis :

$$M_a = 0,2 \cdot M_0 \rightarrow M_a = 0,2 \cdot (24,85) = 4,97 \text{ KN/m}$$

$$M_b = 0,2 \cdot M_0 \rightarrow M_b = 0,2 \cdot (24,85) = 4,97 \text{ KN/m}$$

Calcul des moments en travée :

$$M_t = 0,85 \cdot M_0 \rightarrow M_t = 0,85 \cdot (24,85) = 21,12 \text{ KN/m}$$

Calcul de l'effort tranchant :

$$T = q_{\text{éq}} \cdot \frac{l}{2} = \frac{14,76 \cdot 3,37}{2} = 24,87 \text{ KN}$$

D'après le BAEL 91, on a :

$$a = 4,8 \cdot \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{4,97 + 24,85}{4,97 + 24,85}}} \rightarrow a = 2,4 \text{ m}$$

$$b = 2,4 \text{ m.}$$

Alors :

$$V_w = 2 \cdot \frac{4,97 + 24,85}{2,4} \rightarrow V_w = 24,85 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \cdot \frac{4,97 + 24,85}{2,4} \rightarrow V_e = 24,85 \text{ KN}$$

ii. *E.L.S*

$$q_{\text{éq}} = \frac{12,2 \cdot (2,4) + 7,28 \cdot (0,97)}{2,4 + 0,97} \rightarrow q_{\text{éq}} = 10,78 \text{ KN/m}$$

D'après le BAEL 91, on a :

$$\frac{q_s}{q_u} = 0,72 \text{ donc les moments fléchissant et les efforts tranchants sont à déterminer.}$$

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{10,78 \cdot (3,37)^2}{8} = 15,3 \text{KN/m}$$

En appui :

$$M_a = 0,72 \cdot M_{au} \rightarrow M_a = 3,58 \text{KNm}$$

$$M_b = 0,72 \cdot M_{bu} \rightarrow M_b = 3,58 \text{KNm}$$

$$\text{Calcul des moments en travée : } M_t = 0,72 \cdot M_{tu} \rightarrow M_t = 15,21 \text{KNm}$$

Calcul de l'effort tranchant :

$$T = q_{\text{éq}} \cdot \frac{l}{2} = \frac{10,78 \cdot 3,37}{2} = 18,16 \text{KN}$$

Voici un tableau récapitulatif :

Tableau III.16: Résultats des moments et de l'effort tranchant de l'escalier

	$q_{\text{éq}}$ (KN/m)	$M_0$ (KNm)	$M_a = M_b$ (KNm)	$M_t$ KNm	T (KN)
E.L.U	14,76	24,85	4,97	21,12	24,87
E.L.S	10,78	15,3	3,58	15,21	18,16

iii. Calcul des ferrillages longitudinaux

Le calcul des armatures est effectué pour une section rectangulaire soumise à la flexion simple des dimensions :  $B = 100\text{cm}$ ,  $h = 16\text{cm}$ ,  $\Phi \leq \frac{h}{10} = 1,6\text{cm}$  ;  $c = 1 + \frac{\Phi}{2} = 1,8$ . On prend  $c = 2\text{cm}$  ;  $d = h - c = 14 - 2 \rightarrow d = 14\text{cm}$ .

Les caractéristiques des matériaux utilisés :

Acier: FeE 400;  $\gamma = 1,15$ ;  $\sigma_s = 348\text{MPa}$

Béton:  $f_{c28} = 25\text{MPa}$  ;  $\sigma_b = \frac{0,85}{\gamma_b} \cdot f_{c28} = 14,2\text{MPa}$  ;  $\sigma_s = 348\text{MPa}$  ;  $\mu_l = 0,392$

- E.L.U :

Ferrillage en travée :

$$M_t = 21,12 \text{KNm}$$

$\mu = \frac{21,12 \cdot 10^3}{14,2 \cdot 1,140^2} = 0,075$ . Donc  $\mu = 0,075 < \mu_l = 0,392 \rightarrow$  les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ;  $A' = 0$ .

$\alpha = 0,19$  et  $\beta = 0,81$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{21,12 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,81 \cdot 14} = 5,351 \text{ cm}^2$$

On adopte : 5HA12  $\rightarrow A_s = 5,65 \text{ cm}^2$

Ferraillages sur appuis :

$$\mu = \frac{M_{au}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{4,97 \cdot 10^3}{14,2 \cdot 1,140^2} = 0,0178 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}] = 0,045$  et  $\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,96$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{4,97 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,96 \cdot 14} = 1,06 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3HA8  $\rightarrow A_s = 1,51 \text{ cm}^2$

Tableau III.17: les armatures longitudinales en E.L.U

Désignation	$M_u$ (KNm)	M	$\mu_l$	Condition	$A'$	B	$\alpha$	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )
Travée	21,12	0,075	0,392	$\mu < \mu_l$	0	0,81	0,19	5,351
Appui	4,97	0,0178	0,392	$\mu < \mu_l$	0	0,96	0,045	1,06

- E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant  $\sigma_s$ . La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Désignation	$M_u$ (KNm)	$M_{serv}$ (KNm)	A	$\Gamma$	$f_{c28}$	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	21,12	15,21	0,0975	1,38	25	0,44	Vérifiée
Appui	4,97	3,58	0,022	1,38	25	0,44	Vérifiée

- Condition de non fragilité : B.A.E.L 91 (A.4.2 1)

$$\rho \geq 0,23.b.d.\frac{f_{tj}}{f_e} \text{ Avec } \rho = \frac{A_s}{b.d}$$

$$A_{min} \geq 0,23.b.d.\frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$\text{En travée : } A_{min} \geq 0,23.100.14.\frac{2,1}{400} = 1,69cm^2$$

$$\text{En appuis : } A_{min} \geq 0,23.100.14.\frac{2,1}{400} = 1,69cm^2$$

- Pourcentage minimale : B.A.E.L 91 (art. B.6.4)

$$\text{En travée : } A'_m \geq 0,001.b.h = 0,001.100.16 = 1,6cm^2$$

$$\text{En appuis : } A'_m \geq 0,001.b.h = 0,001.100.16 = 1,6cm^2$$

Tableau III.18: les sections armatures longitudinales de l'escalier

Eléments	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A'_m (cm^2)$	$A_{max}(cm^2)$	$A_{adp}(cm^2)$	Choix
Appuis	1,03	1,69	1,6	1,03	2,51	5HA8
Travée	4,51	1,69	1,6	4,51	5,52	5HA12

Les armatures de répartition :

En travée :

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{5,52}{4} = 1,38cm^2$$

En appuis :

$$A_a = \frac{A_s}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,6275cm^2$$

Tableau III.19: les armatures de répartition

Eléments	$A_{cal} (cm^2)$	$A_r (cm^2)$	$A_{adp} (cm^2)$	Choix
Appuis	2,51	0,6275	0,85	3HA6
Travée	5,52	1,38	2,01	4HA8

Avec un espacement : (B.A.E.L 91 A.8.2.42)

a. Armatures longitudinales :

$$S_t \leq \min(3h ; 33cm) = \min(45 ; 33) = 33cm$$

Travée :  $S_t = 20\text{cm}$

Appuis :  $S_t = 20\text{cm}$

b. Armatures transversales :

$$S_t \leq \min(4h ; 45\text{cm}) = \min(60 ; 45) = 45\text{cm}$$

Travée :  $S_t = 25\text{cm}$

Appuis :  $S_t = 33,33\text{cm}$

- Vérification de l'effort tranchant :

La vérification et le calcul se font selon la règle de B.A.E.L 91, (art 5.1.21) la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) = \min(3,33 ; 4\text{MPa}) \rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}, V_u = T_{max} = 24,1\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{24,1}{100 \cdot 14} = 0,172\text{MPa}$$

D'où  $\tau_u = 0,172\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$ .....vérifier

Donc le ferrailage transversal n'est pas nécessaire.

Condition requise :

$$V_u \leq 0,26 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28} ; a = 0,9 \cdot d$$

$$V_u \leq 0,26 \cdot 0,9 \cdot 14 \cdot 100 \cdot 25 = 8190000\text{N}$$

$$V_u = 24,1 \cdot 10^3 = 24100\text{N}$$

,  $V_u = T_{max} = 24100\text{N} < 8190000\text{N}$ .....Vérifier

$$A_p \geq \frac{1,15 \cdot V_u}{f_e} = \frac{1,15 \cdot 24,1}{400} = 0,069$$

D'où  $0,63 > 0,069$ .....Vérifier

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} = \frac{0,23 \cdot 2,1 \cdot 100 \cdot 14}{400} = 1,69 \text{ cm}^2$$

En travée :  $A_s = 7,70 \text{ cm}^2 > 1,69 \text{ cm}^2$  ..... Vérifier

En appuis :  $A_s = 2,51 \text{ cm}^2 > 1,69 \text{ cm}^2$  ..... Vérifier

- Vérification à E.L.S :

D'après BAEL 91, il est inutile de faire la vérification de la contrainte à l'ELS si on a :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{En travée : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{21,12}{15,21} = 1,38 \approx 1,4$$

$$\text{Donc : } \alpha \leq \frac{1,4-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45$$

$\alpha = 0,11 < 0,45$  ..... Vérifier

$$\text{Sur appuis : } \gamma = \frac{8,89}{6,4} = 1,38 \approx 1,4$$

D'où :  $\alpha = 0,025 < 0,45$  ..... Vérifier

Donc la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

$$\sigma_{bc} = k \cdot y_1 \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$\sigma_s = 15 \cdot (d - y_1) \leq \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow$  fissuration peu préjudiciable. Donc pas de limitation de  $\sigma_s$  en service.

Position de l'axe neutre :

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + \eta \cdot A_i \cdot d}{b \cdot h + \eta \cdot A_i}$$

Avec  $\eta$  = coefficient d'équivalence ( $\eta = 15$ )

$$y_G = \frac{100 \cdot 16 \cdot \frac{16}{2} + 15 \cdot 5,52 \cdot 14}{100 \cdot 16 + 15 \cdot 5,52} = 8,295 \text{ cm}$$

$$\text{Alors } y_G' = h - y_G = 16 - 8,295 = 7,71 \text{ cm}$$

Calcul de moment d'inertie :

$$I = \left(\frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot H \cdot \left(\frac{H}{2} - y_G\right)^2\right) + \eta \cdot A \cdot (d - y_G) \cdot 2$$

$$I = 36967,467 \text{ cm}^2$$

Vérification vis-à-vis des déformations :

Les trois conditions ci-dessous doivent être vérifiées. Au cas où une seule ne s'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,048 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} ; M_t = 0,85 \cdot M_0 \Rightarrow \frac{16}{330} = 0,048 \leq 0,085 \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} < \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,0035 \leq 0,0105 \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

Calcul de la flèche :

D'après la maîtrise du BAEL 91 et BAEL 91, art.2.1.11 ; la flèche est calculée pour cette méthode :  $\Delta_{f_t} = f_{gv} + f_{pi} - f_{ji} - f_{gi}$

Calcul des coefficients  $\rho$ ,  $\lambda_i$  et  $\lambda_v$  :

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{5,52}{100 \cdot 14} = 0,00394$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{(2+3) \cdot 0,00394} = 5,33$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 2,131$$

Calcul des moments fléchissant à E.L.S :

$$G_{\acute{e}q} = 4,87 \cdot 0,9 + 9,52 \cdot 2,4 / 3,3 \Rightarrow G_{\acute{e}q} = 8,23 \text{ KN/m}$$

$$\text{Et } Q_{\acute{e}q} = 2,5 \text{ KN/m}$$

$$j = G_{\acute{e}q} - G_{\text{garddecorps}} = 8,23 - 0,1 = 8,13 \text{ KN/m}$$

$$p = G_{\acute{e}q} + Q_{\acute{e}q} = 8,23 + 2,5 = 10,73 \text{ KN/m}$$

$$g = G_{\text{éq}} = 8,23 \text{KN/m}$$

Calcul des moments résultants :

$$M_j = \varepsilon \cdot j \cdot \frac{l^2}{8} = 0,85 \cdot 8,13 \cdot \frac{3,3^2}{8} = 9,41 \text{KNm}$$

$$M_p = \varepsilon \cdot p \cdot \frac{l^2}{8} = 12,42 \text{KNm}$$

$$M_g = \varepsilon \cdot g \cdot \frac{l^2}{8} = 9,52 \text{KNm}$$

Calcul des contraintes de traction effective de l'armature :

Avec  $\beta_l = 0,90825$  : tableau B.A.E.L 91 page 316

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{\beta_l \cdot A_p \cdot d} = \frac{9,41 \cdot 10^3}{0,90825 \cdot 5,52 \cdot 14} \Rightarrow \sigma_{sj} = 134,07 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{\beta_l \cdot A_p \cdot d} = \frac{12,42 \cdot 10^3}{0,90825 \cdot 5,52 \cdot 14} \Rightarrow \sigma_{sp} = 176,95 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g}{\beta_l \cdot A_p \cdot d} = \frac{9,52 \cdot 10^3}{0,90825 \cdot 5,52 \cdot 14} \Rightarrow \sigma_{sg} = 135,63 \text{MPa}$$

Les coefficients  $\mu$  :

$$\mu = \max \{0; 1,75 \cdot f_{t28} / (4 \cdot f_{\sigma_{sj}} + f_{t28})\}$$

$$\mu_j = \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sj} \cdot f_{t28}} = \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,00349 \cdot 134,07 \cdot 2,1} = 0,935$$

$$\mu_p = \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sp} \cdot f_{t28}} = \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,00349 \cdot 176,95 \cdot 2,1} = 0,708$$

$$\mu_g = \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} \cdot f_{t28}} = \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,00349 \cdot 135,63 \cdot 2,1} = 0,924$$

Calcul d'inerties fictives :

$$I_{fj} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_1 \cdot \mu_j)} = \frac{1,1 \cdot 36967,467}{1 + 5,33 \cdot 0,935} = 6796 \text{cm}^4$$

$$I_{fp} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_1 \cdot \mu_p)} = \frac{1,1 \cdot 36967,467}{1 + 5,33 \cdot 0,708} = 8518,49 \text{cm}^4$$

$$I_{f_{gi}} = \frac{1,1.I_0}{(1 + \lambda_1 \cdot \mu_g)} = \frac{1,1.36967,467}{1+5,33.0,924} = 6863,25 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{gv}} = \frac{1,1.I_0}{(1 + \lambda_v \cdot \mu_g)} = \frac{1,1.36967,467}{1+2,131.0,924} = 13696,06 \text{ cm}^4$$

❖ Module de déformation longitudinale différée

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_c 28} = 32164,2 \text{ MPa}$$

❖ Module de déformation longitudinale instantanée

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_c 28} = 10818,9 \text{ MPa}$$

Pour les flèches dues aux charges instantanées :

$$f_{ji} = \frac{M_j \cdot l^2}{10 \cdot E_{ij} \cdot I_{f_{ji}}} = \frac{9410,34^2}{10 \cdot 32164,2 \cdot 6796} = 0,49 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \cdot l^2}{10 \cdot E_{ij} \cdot I_{f_{pi}}} = 0,65 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \cdot l^2}{10 \cdot E_{ij} \cdot I_{f_{gi}}} = 0,25 \text{ cm}$$

Pour les flèches dues aux charges différées :

$$f_{gv} = \frac{M_g \cdot l^2}{10 \cdot E_{vj} \cdot I_{f_{gv}}} = 0,74 \text{ cm}$$

D'où, il faut chercher  $\Delta_{f_t} = f_{gv} + f_{pi} - f_{ji} - f_{gi} = (0,74+0,65-0,49-0,25) \text{ cm} = 0,65 \text{ cm}$

Vérification de l'E.L.S de déformation :

La valeur  $\Delta_{f_t}$  ne doit pas dépasser la valeur de la flèche admissible  $[f_t]$  :

$$[f_t] = \frac{l}{1000} + 0,5 \text{ cm} ; \text{ si } l \geq 5 \text{ m} \Rightarrow [f_t] = 0,84 \text{ cm}$$

D'où  $\Delta_{f_t} < [f_t]$  .....vérifier

### III.4.4. Dimensionnement des colonnes

#### III.4.4.1. Ferrailage

i. Calcul des ferrailages longitudinaux

$$N_u = 445,17 \text{ KN}$$

$$l_f = 0,7 \cdot l_0 \text{ et } l_0 = 300 - 35 = 265 \text{ cm}$$

On a alors  $l_f = 0,7 \cdot 265 = 185,5 \text{ cm} = 1,85 \text{ m}$

$$I = \frac{b \cdot a^3}{12} = \frac{30 \cdot 20^3}{12} = 20000 \text{ cm}^4$$

$$B = a \times b = 20 \times 30 = 600 \text{ cm}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{20000}{600}} = 5,77 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{185,5}{5,77} = 32,14 < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,72$$

$$B_r = (a - 2)(b - 2) = 18 \times 28 = 504 \text{ cm}^2 = 0,0504 \text{ m}^2$$

$$A_{th} = \left( \frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} = \left( \frac{0,44517}{0,7} - \frac{0,0504 \cdot 25}{0,9 \cdot 1,5} \right) \frac{1,15}{400} \cdot 10^4 = 8,55 \text{ cm}^2$$

$$u = 2(0,20 + 0,30) = 1 \text{ m}$$

$$A(4u) = 4 \cdot 1 = 4 \text{ cm}^2$$

$$A(0,2\%) = 0,2 \cdot \frac{20 \cdot 30}{100} = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \sup(4 \text{ cm}^2; 1,2 \text{ cm}^2) = 4 \text{ cm}^2$$

$$A_{scal} = \sup(8,55 \text{ cm}^2; 4 \text{ cm}^2) = 8,55 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 8\text{HA}16 = A_{s\text{réelle}} (16,08 \text{ cm}^2)$$

Espacement :

$$S_t \leq a + 10 \text{ cm} \rightarrow S_t \leq 20 + 10 = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } S_t = 25 \text{ cm}$$

ii. Calcul des ferrailles transversaux

❖ Vérification des armatures réelles

$$A_{s\text{réelle}} \geq \frac{8}{100} (20 + 30) \rightarrow 16,08 \text{ cm}^2 > 4 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

❖ Contrôle des pourcentages d'acier

$$0,2 \cdot \frac{600}{100} < A_s < 5 \cdot \frac{600}{100} \rightarrow 1,2 < 16,08 \text{ cm}^2 < 30 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

❖ Armatures transversales :

$$\phi_T > \phi_L / 3 \rightarrow \text{on adopte } \phi_T = 8 \text{ mm}$$

❖ Espacement :

$$S_t = \min (15\phi_{L_{min}} ; 40 \text{ cm} ; 20 + 10 \text{ cm}) \rightarrow \text{ nous adoptons } S_t = 25 \text{ cm}$$

❖ Longueur de recouvrement

$$L_r \geq 24\phi_L \text{ d'où nous adoptons } L_r = 40 \text{ cm}$$

### III.4.5. Dimensionnement de la fondation

#### III.4.5.1. Dimensionnement de la semelle

Pour définir les dimensions géométriques de notre semelle, nous allons faire usage des relations suivantes :

Considérons une semelle des cotés AXB

$$\text{Avec } \overline{\sigma_{sol}} = 1,5\text{MPa} = 15\text{kg/cm}^2$$

$$\overline{\sigma_{sol}} = \frac{Nu}{S} \text{ or } S = \frac{Nu}{\overline{\sigma_{sol}}}$$

$$AB \geq \frac{Nu}{\overline{\sigma_{sol}}} \text{ (1) et } \frac{a}{A} = \frac{b}{B} \text{ (2)}$$

On a : A = 141cm et B = 210,5cm.

i. Condition de la portance

$$B_x \geq \sqrt{\frac{A_x \cdot P_s}{A_y \cdot \overline{\sigma}}} \rightarrow 210,5\text{cm} \geq \sqrt{\frac{20 \cdot 322,88}{30 \cdot 1,5}} = 12,01$$

$$\text{Et } B_y = \frac{b}{a} \cdot B_x = \frac{20}{30} \cdot 210,5\text{cm} \Rightarrow B_y \approx 141\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

ii. Condition de rigidité :

$$\frac{B-b}{4} \leq d_a \text{ et } d_b \leq A - a \rightarrow 45,125\text{cm} \leq 70,5\text{cm} \text{ et } 105,25\text{cm} \leq 121\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$h_t \geq 5\text{cm} + \frac{B-b}{4} \rightarrow 65\text{cm} \geq 50,125\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

iii. Vérification de la condition de portance en tenant compte du poids propre de la semelle

$$P_p = 2,1 \times 1,4 \times 0,65 \times 25 = 47,775\text{KN} \text{ avec } P_p \text{ le poids propre approximatif de la semelle}$$

$$P_{ps} = 47,775 + 322,88 = 370,655\text{KN}$$

$$P_{pu} = 1,35 \times 47,775 + 1,5 \times 322,88 = 548,82\text{KN}$$

Vérifions alors si  $\sigma_{sol} \leq \overline{\sigma_{sol}}$  :

$$\sigma_{sol} = \frac{P_{ps}}{\text{aire surface portance}} = 0,13\text{MPa}$$

D'où  $\sigma_{sol} = 0,13\text{MPa} \leq \overline{\sigma_{sol}} = 1,15\text{MPa}$ ..... Condition vérifiée

Ainsi après vérifications, nous conservons les dimensions choisies pour notre fondation.

### III.4.5.2. Calcul des armatures

i. Armatures parallèles au coté B

$$A_{sb} = \frac{548,82 \cdot (2,1 - 0,30)}{8,1,05 \cdot 3,48} = 0,3379 \cdot 10^{-3} \text{m}^2 = 3,38 \text{cm}^2$$

On adopte 4HA12 = 4,52cm<sup>2</sup> avec un espacement moyen de 15cm.

ii. Armatures parallèles au coté A

$$A_{sa} = \frac{P_{pu} \cdot (A - a)}{8, d_a \cdot \sigma_s} = \frac{548,82 \cdot (1,4 - 0,20)}{8,0,7 \cdot 3,48} = 0,3379 \cdot 10^{-3} \text{m}^2 = 3,38 \text{cm}^2$$

On adopte 4HA12 = 4,52cm<sup>2</sup> avec un espacement moyen de 15cm.

La section minimale des aciers de répartition constituant le chaînage longitudinal doit être supérieur à 2 cm<sup>2</sup> pour FeE400, nous adoptons  $A_{r\acute{e}p} = A_{adopt\acute{e}} / 4 = 1,13 \text{cm}^2$ .

iii. Vérification de besoin des crochets

Pour déterminer la longueur des barres et leurs modes d'encrage de scellement, on procède comme suit :

$$l_s = \frac{\Phi}{4} \left( \frac{f_c}{\tau_s} \right) \text{ et } \tau_s = 0,6 \varphi_s^2 \cdot f_{tj}$$

$\Phi_s$  : 1,5 à haute adhérence et  $\Phi$  : diamètre des barres.

$$\tau_s = 2,84\text{MPa} \Rightarrow$$

Pour  $\Phi = 12\text{cm}$  ;  $l_s = 423,28\text{cm}$

Selon les conditions du paragraphe iii) de la section II.2.3.5.2 ; comme  $\frac{B}{4} < l_s$  alors toutes les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle et comportent des enclaves courbes.

i. Vérification au cisaillement

$$\tau = \frac{N_u}{Surface\ fissure} = \frac{N_u}{2.h_v.(a+b)} < [\tau]$$

La fissuration préjudiciable :

$$[\tau] = \min [0,15 \frac{f_{tj}}{\gamma_b}; 4MPa] = 2,5MPa$$

$$\tau = \frac{0,44517}{2.0,65.(0,2+0,3)} = 0,68MPa < [\tau] = 2,5MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**III.5. CONCLUSION PARTIELLE**

Dans ce chapitre, il a été question de calculer les sections des éléments selon la méthodologie établie au chapitre II et d'interpréter les résultats du dimensionnement des éléments résistants de notre structure par le calcul des vérifications pour se rassurer que ces éléments sont en sécurité. Le dimensionnement est fait à l'ELU, la vérification suppose que les contraintes engendrées par les sollicitations soient inférieures à la contrainte admissible. Ensuite il fallait déterminer les sections d'armatures nécessaires dans ces éléments structuraux dimensionnés en vue de leurs ferrailages.

## CONCLUSION GENERALE

Ce travail intitulé : « Conception et dimensionnement d'une maison de passage : cas du quartier MAPENDO » est un miroir de nos connaissances accumulées pendant notre premier cycle universitaire et les résultats de ces quatre années d'études des sciences de l'ingénieur, études faites avec plein de persévérance et de bonne volonté.

L'objectif du présent travail a été de proposer un établissement d'hébergement, conformément aux règles et techniques de calcul de dimensionnement, dans le quartier MAPENDO. Cela passe tout d'abord par faire une connaissance en long et en large de ce qu'est une maison de passage, procéder à l'étude du milieu pour l'évaluation de la portance du sol et de rechercher le matériau de construction idéal à notre structure : le béton armé de par les qualités intrinsèques du béton et de l'acier. Ensuite une méthodologie de dimensionnement d'une structure en béton armé s'est avéré d'une importance on ne peut plus capitale vu qu'elle a été comme le fil d'Ariane dans nos calculs pour atteindre ainsi notre but ultime.

Cela étant, comme il incombe à tout ingénieur de s'assurer que ce qu'il a conçu et bâti est capable de résister non seulement aux charges qu'il doit supporter mais aussi résister aux outrages du temps ; au terme des études faites, pour les planchers nous avons opté pour une épaisseur de 16 cm, pour les poutres principales et secondaires une section de  $(15 \times 35) \text{ cm}^2$ , pour les poteaux une section rectangulaire de  $(20 \times 30) \text{ cm}^2$  et pour les semelles de notre fondation une section de  $(141 \times 210,5) \text{ cm}^2$ . A cet égard, le présent travail répond à la fois aux normes de stabilité et de résistance dans le but de minimiser les dégâts tout en prenant en considération l'aspect économique en vue d'éviter le cout exorbitant de la réalisation d'un projet de telle envergure.

Somme toute, dans ce travail nous nous sommes intéressés seulement à la conception et au dimensionnement de la structure du point de vue statique. D'autres chercheurs pourront exploiter d'autres aspects sur le dimensionnement de la structure du point de vue dynamique et d'autres particularités des ouvrages et structures que nous n'avons pas abordées.

Nous reconnaissons aussi qu'il peut être entaché des multiples erreurs et sommes ouverts aux critiques constructives et suggestions de nos lecteurs face à ces erreurs qui s'y seraient glissées peut être par inadvertance et de ce fait nous leur en sommes gré d'avance.

Enfin, nous espérons que ce travail, aussi modeste qu'il soit, pourra servir de guides aux futurs chercheurs.

## BIBLIOGRAPHIE

- [1] B. D. Enock, Dimensionnement d'une structure à R+6 dans la zone sismique : cas de la ville de GOMA, Université Libre des Pays des Grands Lacs, 2019 - 2020.
- [2] «/wiki/H%C3%B4tel,» [En ligne]. Available: <http://fr.m.wikipedia.org>. [Accès le 23 01 2023].
- [3] G. Jean-Louis, Béton armé : Théorie et applications selon l'Eurcode 2, Paris: Eyrolles, 2013.
- [4] A. ALLINABIWE, cours : Physique et technologie du béton G3 Génie civil, GOMA: Université Libre des Pays des Grands Lacs, 2021 - 2022.
- [5] K. K. Josué, Etude comparative de deux systèmes de poutres croisées : système poutres principales-poutres secondaires et système grille des poutres, GOMA: Université Libre des Pays des Grands Lacs, 2021-2022.
- [6] D. M. Rafik, Cours béton armé, Alger: Université 8 mai 1945 - Guelma , Septembre 2014.
- [7] B. B. Thalès, Conception et dimensionnement d'un bâtiment R+1 servant de motel à l'OPRP sur la RN4, Université Libre des Pays des Grands Lacs, 2020 - 2021.
- [8] J. L. e. H. RENAUD, Béton armé : guide de calcul, bâtiment et génie civil, 31 rue de Fleurus 75278 Paris: FOUCHER.
- [9] B. D. Eddine, conception et modélisation d'un bâtiment à usage d'habitation en R+10 sous-implanté à Sétif, Université Mohamed Khider - Biskra, 2019 - 2020.
- [10] D. B. BACHIR, Bâtiment (Cours avec exercices corrigés), Centre Universitaire El-Wancharissi-Tissemsilt.

- [11] F. NGAPGUE, cours : Mécanique des sols et des roches G3 Génie Civil, Université Libre des Pays des Grands Lacs, 20021 - 2022.
- [12] «Problématique de la promiscuité et son impact sur la population du quartier mapendo dans la ville de GOMA,» [En ligne]. Available: <http://www.memoireonline.com>. [Accès le 07 01 2023].
- [13] M. CHENAF, Les escaliers : conception, dimensionnement, exécution. Escalier en bois, métal, verre, pierre naturelle, CSBTP.
- [14] C. FATIHA, cours : calcul des semelles de fondations en béton en béton armé, Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou, 2018 - 2019.
- [15] H. RENAULD, *Metier du batiment: Ouvrage en béton armé, BEP-BAC PRO (Technologie du batiment gros-oeuvre.*

# ANNEXES

Section en  $cm^2$  de 1 à 20 armatures de diamètre  $\emptyset$  en mm

$\emptyset$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

Section en  $cm^2$  de 1 à 20 armatures de diamètre  $\phi$  en mm.

Valeurs numériques des coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$

$l_x/l_y$	ELU		ELS	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000