

Analyse d'une structure en béton armé de cinq niveau pouvant servir comme appartement dans la ville de Goma

Uwitonze Ndagijimana Heureuse

« Université Adventiste de Goma »

doi: <https://doi.org/10.37745/ijcecem.14/vol11n270101>

Published July 3 2023

Citation : Heureuse U.N. (2023) Analyse d'une structure en béton armé de cinq niveau pouvant servir comme appartement dans la ville de Goma , *International Journal of Civil Engineering, Construction and Estate Management*, 11 (2), 70-101

RESUME : *Le présent article a été élaboré dans le but de déterminer les éléments de structures d'une structure en béton armé R+4 pouvant servir comme appartement, les dimensions de ces éléments conformément avec la sécurité imposée et les règlements en vigueur, les caractéristiques du béton à utiliser, les aciers à employer et surtout comment allier ces deux éléments. Ensuite, elle devra entre autres durer dans le temps et résister aux éventuelles intempéries (vent, poussée des terres, ...). Notre étude se propose l'objectif de faire une bonne étude de dimensionnement d'une structure en béton armé de cinq niveaux pouvant servir comme appartement dans la ville de Goma. Nous avons utilisé la méthode BTP qui nous a permis d'effectuer les calculs suivant les règles, les domaines d'application de réaliser la conception dans la structure tout en suivant les normes requises pour cet effet et la méthode analytique qui nous a permis d'analyser systématiquement les données ainsi que les informations récoltées afin d'en tirer de conclusion des recommandations. Cette méthode analytique nous a permis de déterminer les dimensions des éléments constituant notre structure.*

Après calcul, nous avons obtenu les résultats suivants :

TOITURE TERRASSE Epaisseur de la dalle $h=15\text{cm}$; suivant la petite portée : 6HA8 ; suivant la grande portée : 7HA8

DALLE A CORPS CREUX : Epaisseur de la dalle $h=0,20\text{m}$

HOUDIS : $h=0,16\text{m}$

DALLE DE COMPRESSION : Epaisseur de la dalle de compression $h=0,4\text{m}$ avec les armatures : 3HA8/ml

SECTION EN T

POUTREILLE : $H=0,40\text{m}$; $b=0,20\text{m}$; Armature : 2HA10

POTEAU : Section 20cmX40cm

LONGRINE : $b=0,20\text{m}$; $h=0,20\text{m}$; Armature principale : HA8 ; Armature de répartition : HA6

SEMELLE : $A=0,5\text{m}$; $B=1\text{m}$; Armature principale : 3HA12 ; Armature de répartition : 5HA12

Ayant respecté le coefficient minimum de sécurité, nous nous rassurons que cet immeuble de cinq niveau résisterait aux catastrophe naturelles bien qu'il soit construit dans une région volcanique

MOTS CLES : Structure, dimensionnement, cinq niveaux, appartement, analyse.

INTRODUCTION

Cet article consiste à déterminer les éléments de structures d'une structure en béton armé R+5 pouvant servir comme appartement, les dimensions de ces éléments conformément avec la sécurité imposée et les règlements en vigueur, les caractéristiques du béton à utiliser, les aciers à employer et surtout comment allier ces deux éléments. Ensuite, elle devra entre autres durer dans le temps et résister aux éventuelles intempéries (vent, poussée des terres, ...).

Dans le même cadre d'idée, notre pays la RDC comme tout autre pays du monde il n'échappe nullement aux problèmes dus aux mauvais dimensionnements des structures.

Ces problèmes sont identifiés dans la province du Nord Kivu en particulier ainsi que dans tout le pays en général. Il est important de savoir si le ministère de plan, urbanisme et habitat ayant cette compétence dans ses attributions assure convenablement sa tâche.

Pour mieux cesser les problèmes nous nous sommes posé trois questions suivantes :

- Quels sont les normes à utiliser lors de l'étude de dimensionnement d'une structure,
- Quels sont les méthodes et principes à suivre pour parler d'une étude efficace,
- Comment faire le dimensionnement des ouvrages de Génie civil en choisissant adéquatement les matériaux de construction en fonction de leurs propriétés.

Définitions des concepts clés

a. Bâtiment

C'est une construction immobilière, réalisée par intervention humaine, destinée à servir d'abri et à manifester leur permanence comme fonction sociale, politique ou culturelle.

b. Dimensionner

Dimensionner revient à déterminer les dimensions ou les caractéristiques fonctionnelles qu'il convient de donner à un élément pour qu'il joue convenablement le rôle qui lui revient.

c. Béton

C'est un matériau de construction composé d'un mélange de granulats, de sable, et d'eau aggloméré par un liant hydraulique (le plus souvent du ciment) qui sert de « colle ». On y ajoute éventuellement des adjuvants et d'autres ingrédients pour modifier ses caractéristiques.

Dans le cas où l'on noie des tiges d'acier ou des treillages métalliques, pour en augmenter la solidité on parle du béton armé.

d. Colonnes ou poteaux

Pilier cylindrique pourvu d'une base et d'un chapiteau, pour servir des points d'appuis à une plate-bande ou à un arc. Un poteau de section rectangulaire ou approchante et à forme non allongée en plan de base sera appelé pilier ; un poteau de section circulaire ou approchante sera appelé colonne ; un poteau de section parallélépipédique sera appelé poutre.

e. Dalles ou planchers

Structure plane d'épaisseur faible par rapport à ses autres dimensions, reposant soit sur un réseau des poutres, soit sur les poteaux ou soit directement sur les murs porteurs.

f. Fondation

Un ouvrage quelle que soient sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appellent fondations.

g. Poutres

De manière générale, la poutre est scellée horizontalement, sous un plancher ou une dalle, à des ceintures périphériques, constituant une assise solide.

h. Armature

Ce sont des barres en acier d'une caractéristique déterminée permettant d'être combinées au béton pour avoir un béton armé.

I.3. Objectifs

I.3.1. Objectif General

Au regard de questions que nous nous sommes posés, notre étude se propose l'objectif général de faire une bonne étude de dimensionnement d'une structure en Béton-Armé.

I.3.2. Objectifs Spécifiques

Ainsi nous avons proposé les objectifs suivants :

- Diminuer les problèmes liés aux incendies dans la ville de Goma
- Connaître les méthodes et techniques de dimensionnement pour une exécution réelle,

- Savoir la résistance d'une structure aux différentes catastrophes ainsi qu'aux différents efforts ; donc déterminer la capacité portante du sol.

METHODOLOGIE

Les dommages dans les structures sont généralement causés par une mauvaise conception et un mauvais comportement. A l'effet, des études basés sur des modèles physique et mathématique sont menés pour limiter et mettre en œuvre une réglementation fiable qui régit le domaine de la construction en exigeant des normes à suivre par le concepteur et pour lesquelles un minimum de sécurité est assuré. Voici quelques méthode utilisées lors de notre recherche :

La méthode BTP

Cette méthode nous a permis d'effectuer les calculs suivant les règles, les domaines d'applications de réaliser la conception dans la structure tout en suivant les normes requises pour cet effet.

La méthode analytique

Cette méthode nous a permis d'analyser systématiquement les données ainsi que les informations récoltées afin d'en tirer de conclusion des recommandations.

Pré dimensionnement des éléments structuraux

Le pré dimensionnement a pour but d'évaluer les dimensions des éléments de la structure pour qu'ils puissent résister aux sollicitations. Ces dimensions sont nécessaires pour la descente des charges mais peuvent être modifiées dans les calculs de dimensionnement du béton armé.

Plancher

Le choix du type de plancher est donc important pour assurer le confort et donner de l'esthétique au bâtiment.

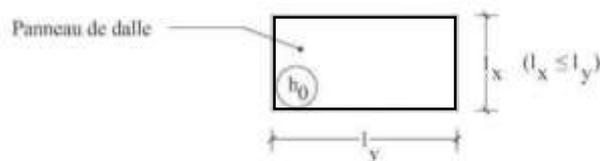


Figure 1 : Dimension du plancher

- ✓ Si $\alpha < 0.4$, alors le panneau est porté sur une direction (porte sur deux appuis)

$$\frac{L}{25} \leq h_0 \leq \frac{L}{20}$$

- ✓ Si $0.4 \leq \alpha \leq 1$, alors le panneau est porté sur deux directions (repose sur ses quatre cotés)

$$\frac{L}{40} \leq h_0 \leq \frac{L}{30}$$

- ✓ Peu importe la valeur d' α , le panneau est porté sur une direction lorsque la dalle est en corps creux

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{l_x}{l_y}$$

$L = \sqrt{l_x \cdot l_y}$ avec l_x : la petite portée de la dalle et l_y : la grande portée de la dalle

On utilise les types de plancher suivant :

□ Plancher en dalle pleine en béton armé

Le respect des limites de déformations dans les bâtiments courants impose des valeurs limites de l'épaisseur de la dalle à adopter en fonction de sa portée. Cependant pour des raisons de construction, on ne descend pas au-dessous d'une épaisseur de 4 à 5 cm.

□ Plancher à corps creux

Ce type de plancher est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

Facilité de réalisation ; Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ; Diminution du poids de la structure ; Une économie du coût de coffrage.

L'épaisseur est déterminée par la hauteur h_2 qui doit être compatible avec les conditions d'indéformabilité et est fonction de la portée L : $\frac{L}{40} \leq h_2 \leq \frac{L}{30}$

Poutre

Dans notre projet, les poutres sont en béton armée.

Toutes les poutres de ce bâtiment ont une section droite rectangulaire. Donc elles sont paramétrées par sa hauteur h et sa base b_0 .

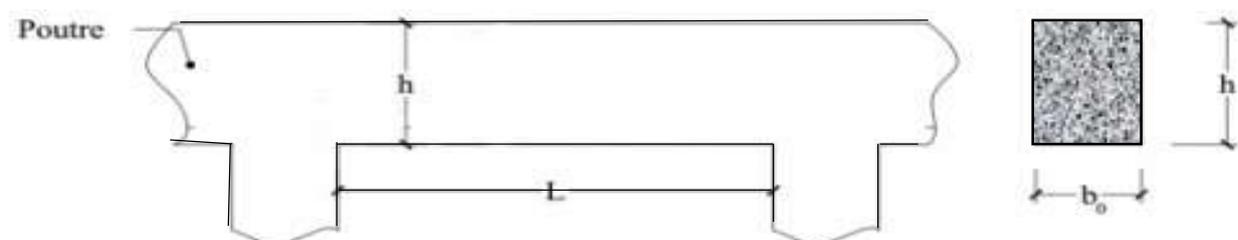


Figure 2 : Dimension de la poutre

1. Hauteur h

Il faudra respecter la relation suivante : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

2. Largeur b₀

Il faut que l'épaisseur choisie satisfasse à la condition suivante : $0.3h \leq b_0 \leq 0.6h$

Poteaux

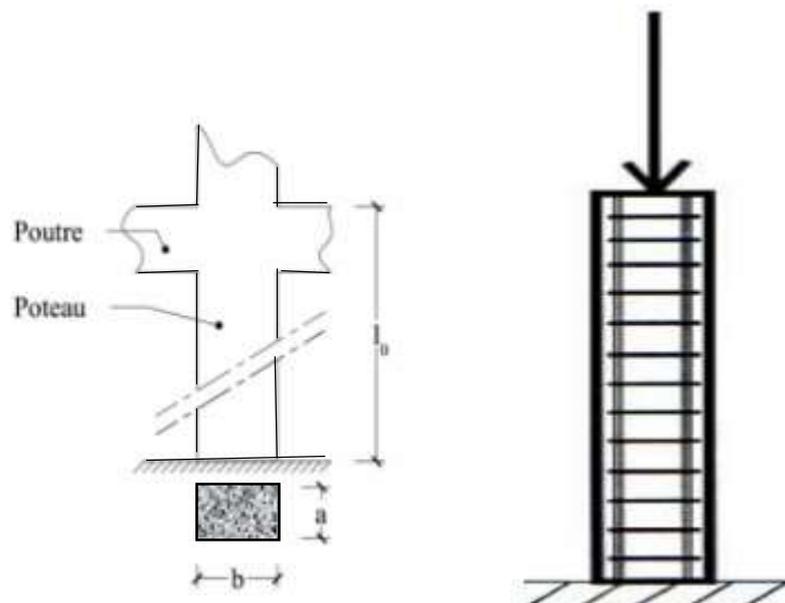


Figure 3: Dimensions du poteau

En outre, les poteaux doivent remplir la condition de non flambement pour une section rectangulaire : $lf/a \leq 14.4$, avec lf la longueur de flambement

Pour pré dimensionner le poteau, On utilise la formule suivante :

$$B \geq \frac{N \cdot S_i}{1200}$$

Avec : $B = a \cdot b$: section du poteau ; N = Nombre de planchers au-dessus du niveau considéré ; S_i : surface d'influence du poteau (la plus grande surface d'impact d'un poteau sur un niveau).

Les escaliers :

Les escaliers sont caractérisés par les dimensions suivantes :

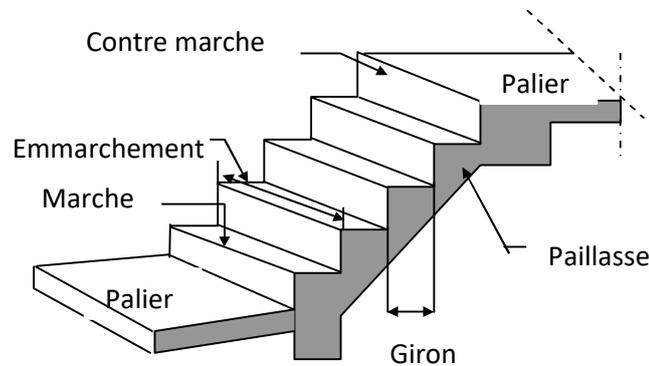


Figure 4 : Dimensions de l'escalier

H : Hauteur d'étage ; **g** : Giron ; **e_p** : épaisseur de paillasse ; **h** : hauteur de la contre marche ; **L** : Longueur de l'embranchement, **n** : nombre de contre marche

Voici les données et quelque formule lors du calcul de l'escalier selon BLONDEL

Hauteur d'étage : H ; Hauteur de la marche : $16.5 \leq h \leq 17.5$ cm ; Nombre de marche : $n = \frac{H}{h}$;
 Le Giron : $60 < 2h+g < 64$ cm ; Jour : Dépend du concepteur et de l'escalier ; Longueur de l'embranchement : $L = (\text{largeur de la cage}-\text{Jour})/2$; Le Palier : Largeur de palier : ne doit pas être inférieure à 1m ; L'épaisseur de palier

La semelle

Les fondations répartissent les charges de l'ouvrage sur le sol de façon à ce que la charge totale sur le sol soit inférieure ou égale à sa contrainte admissible

$$\sigma_{\text{sol}} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}}$$

La longueur et la largeur de ces fondations à déterminer doivent vérifier la condition de résistance suivante :

$S = A \cdot B \geq \left(\frac{N_{\text{ser}}}{\overline{\sigma_{\text{solser}}}} \right)$ Avec : N_{ser} : charge de service en MN ; $\overline{\sigma_{\text{solser}}}$: contrainte admissible du sol en ELS en MPA ; A, B : largeur et longueur de la semelle en m

Dimensionnement des éléments structuraux

Hypothèses de calcul

1. Etat limite

Pour les éléments en béton armé dans cette structure, on va appliquer les règles de BAEL 91 modifiées 99.

Publication of the European Centre for Research Training and Development -UK
La structure est calculée donc pour deux Etat limites :

- ❖ L'Etat Limite Ultime (ELU) : Ils correspondent à l'atteinte du maximum de la capacité portante de l'ouvrage avant dépassement par perte d'équilibre statique, rupture des sections par déformation excessive ou instabilité de forme.

Combinaison d'actions

On utilisera la combinaison fondamentale : $1.35G+1.5Q$; Avec : G charges permanentes ; Q surcharges d'exploitation

- ❖ L'Etat Limite de Service (ELS) : Ils sont liés aux conditions normales d'exploitation et de durabilité et correspond aux phénomènes suivants :
Ouverture excessive des fissures, compression excessive du béton, déformation excessive des éléments porteurs, perte d'étanchéité ...

Combinaison d'actions

On utilisera la combinaison : $G+Q$

2. Béton

Pour le choix de la valeur de la résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge du béton (f_{c28}), on peut considérer une résistance de :

- ✓ 20 MPa sur les chantiers convenablement outillés ;
- ✓ 25 MPa sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier ;
- ✓ 30 MPa et plus sur les chantiers moyennant une sélection rigoureuse des matériaux utilisés et une étude de la composition du béton.

La résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours est donnée par la formule suivante :
 $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$

Un coefficient de sécurité partielle du béton est appliqué selon la nature de la combinaison de l'ouvrage.

Il y a deux types de combinaisons :

- a. La combinaison fondamentale avec $\gamma_b = 1.5$: à considérer dans les situations durables ou transitoires ;
- b. La combinaison accidentelle avec $\gamma_b = 1.15$: à considérer pour des actions provenant de phénomènes se produisant rarement avec une faible durée d'application.

Le coefficient de température θ est appliqué selon la durée t d'application des combinaisons des charges.

Nous avons :

- ✓ $\theta = 0.85$ si $t \leq 1$ heure ;
- ✓ $\theta = 0.9$ si $1 \text{ heure} \leq t \leq 24$ heures ;
- ✓ $\theta = 1$ si $t \geq 24$ heures.

La résistance de calcul à la compression du béton (ELU) est donnée par la formule :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Etat limite de Service (ELS), La contrainte de compression du béton à l'ELS est limitée à :

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 * f_{c28}$$

Avec : $\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte admissible à la compression du béton

3. Acier

Les différents types d'acier fréquemment utilisés en béton armé sont :

- ✓ Rond lisse ;
- ✓ Acier haute adhérence ;
- ✓ Treillis soudés.

Nous allons utiliser l'acier à haute adhérence car celles-ci ont une section sensiblement circulaire qui présente des nervures suivant le diamètre pour améliorer l'adhérence entre l'acier et le béton. La limite d'élasticité correspond à la nuance de l'acier. Un coefficient de sécurité partiel de l'acier est appliqué selon la nature de la combinaison de l'ouvrage.

Il y a deux types de combinaisons :

- ✓ $\gamma_s = 1.15$: combinaison fondamentale
- ✓ $\gamma_s = 1$: combinaison accidentelle

Module d'élasticité : Quel que soit le type d'acier, $E_s = 200\,000$ MPa.

Contrainte de l'acier : Elle est la même à ELS et à ELU et donné par la formule : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Dimensionnement

Dans ce point, on va déterminer la quantité des armatures nécessaires pour chaque élément de la structure. De ce fait, le calcul de dimensionnement des ouvrages suivra les règles techniques de conception et la méthode des états limites BAEL91 mod 99 et CBA93. Pour la détermination du ferrailage on considère le cas le plus défavorable.

1. Plancher

Combinaison d'action

A L'ELU : $P_u = 1,35G + 1,5Q$

A L'ELS : $P_{ser} = G + Q$

a. Calcul des moments fléchissant due à la charge P

Nous allons déterminer α à partir duquel nous allons trouver μ dans l'abaque

On aura :

✓ A L'ELU

$$M_{ux} = \mu_{ux} * P_u l x^2$$

$$M_{uy} = \mu_{uy} * M_{ux}$$

✓ A L'ELS

$$M_{serx} = \mu_{serx} * P_{ser} l x^2$$

$$M_{sery} = \mu_{sery} * M_{serx}$$

b. Calcul des efforts tranchants dues à la charge P

$$A L'ELU : V_{ux} = \frac{P_u l x}{2 + \alpha} ; V_{uy} = \frac{P_u l x}{3}$$

$$A L'ELS : V_{serx} = \frac{P_{ser} * l x}{2 + \alpha} ; V_{sery} = \frac{P_{ser} * l x}{3}$$

c. Calcul des aciers

Nous allons calculer à l'ELU et vérifier à l'ELS

Suivant la petite portée lx

- Calcul du moment ultime réduit
 $\mu_r = \frac{M_{ux}}{b d^2 f_{bu}}$ Qu'on comparera avec 0,186
- Calcul du paramètre de déformation α
 $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_r})$
 $Z = d(1 - 0,4\alpha)$

$$A = \frac{Mux}{Z * \sigma st}$$

Suivant la grande portée ly

- Calcul du moment ultime réduit

$$\mu r = \frac{Muy}{bd^2 fbu}$$

Si $\mu r < 0,186$ alors Pivot A

- Calcul du paramètre de déformation α

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu r})$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$A = \frac{Muy}{Z * \sigma st}$$

d. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_{st} \leq 0,07 f_{c28} / \gamma_b \text{ avec } \tau_{st} = T_{st} / bd$$

e. Condition de non fragilité

$$A_{smin} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

f. Condition de non poinçonnement

$$P \leq \frac{0,045}{\gamma_b} U_c f_{c28} h_o$$

$$U_c = 2(a+b+2h_o)$$

g. Vérification à l'ELS

1. Profondeur de l'axe neutre

Pour trouver la position de l'axe neutre, nous allons résoudre l'équation :

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

2. Calcul du moment d'inertie par rapport à l'axe neutre

$$I_x = \frac{by_1^3}{3} - As\eta(d - y_1)^2$$

3. Calcul de la contrainte de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y_1}{I} \leq \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

4. Contrainte de traction de l'acier

$$\sigma_{st} = \frac{\eta M}{Ix} * (d - y_1) \leq \overline{\sigma_{st}}$$

2. Poteaux

Pour le calcul des armatures des poteaux, nous allons suivre l'organigramme de calcul des armatures longitudinales et transversales d'un poteau ANNEXE I.

3. Poutres

Calcul des armatures longitudinales :

Pour le calcul des armatures d'une poutre à étudier, la fissuration est peu préjudiciable et les calculs seront déterminés à l'ELU.

Le moment réduit est donné par la relation suivante : $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}}$

Avec d : La distance du centre de gravité des aciers tendus à la fibre la plus comprimée.

- Si $\mu_{bu} \leq \mu_{lu}$, on a une section à simple armature ;
 - Si $\mu_{bu} \geq \mu_{lu}$, on a une section à double armature.
- Sachant que BAEL a obtenu $\mu_{lu}=0,392$ pour les aciers feE400 après calcul

Section à Simple Armature (SSA) :

La section à simple armature consiste à calculer les armatures de la section considérée sans tenir compte des armatures comprimées.

On a : $A_u = \frac{M_u}{Z * \sigma_{st}}$; Avec A_u : La section des armatures longitudinales ; M_u : Le moment à l'ELU ; Z : Le bras de levier de l'effort de compression.

Où : $Z = d (1 - 0.4\alpha)$; Avec $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$

Condition de non fragilité

L'armature longitudinale est déterminée par le maximum entre A_u et A_{min} .

$$A = \max (A_u, A_{min}) ; \text{ Avec : } A_{min} = \text{Sup} \left\{ \frac{b_0 h}{1000} ; 0.23 b_0 d \frac{f_{c28}}{f_e} \right\}$$

Determination de la section d'armature pour les appuis

$A_u = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}}$; Avec A_u : La section des armatures longitudinales ; M_u : Le moment à l'ELU ; Z : Le bras de levier de l'effort de compression.

Où : $Z_b = d (1 - 0.4\alpha)$; Avec $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$;

Armatures transversales :

a- Nécessité et nature des armatures d'âmes

- Si $\min \left[\frac{0.07 \cdot f_{c28}}{\gamma b} ; 1.5 \right] \leq \tau_{uo} \leq \min \left[\frac{0.20 \cdot f_{c28}}{\gamma b} ; 5 \right]$: Les armatures d'âmes sont nécessaire ; des armatures verticales sont suffisantes ;
- Si $\min \left[\frac{0.20 \cdot f_{c28}}{\gamma b} ; 5 \right] \leq \tau_{uo} \leq \min \left[\frac{0.27 \cdot f_{c28}}{\gamma b} ; 7 \right]$: Des armatures d'âmes obliques sont nécessaires, en général inclinées à 45° ;
- Si $\min \left[\frac{0.27 \cdot f_{c28}}{\gamma b} ; 7 \right] \leq \tau_{uo}$: On met des armatures mixtes (verticales + obliques).

Avec $\tau_{uo} = \frac{V_{uo}}{b_0 d}$ Où τ_{uo} : Contrainte tangente conventionnelle ; b_0 :

Largeur de la nervure ; d : Hauteur utile ; $V_{uo} = V_{max} - p_u \frac{5h}{6}$.

Avec p_u la valeur de charge sur le tronçon à étudier

4. Plancher à corps creux

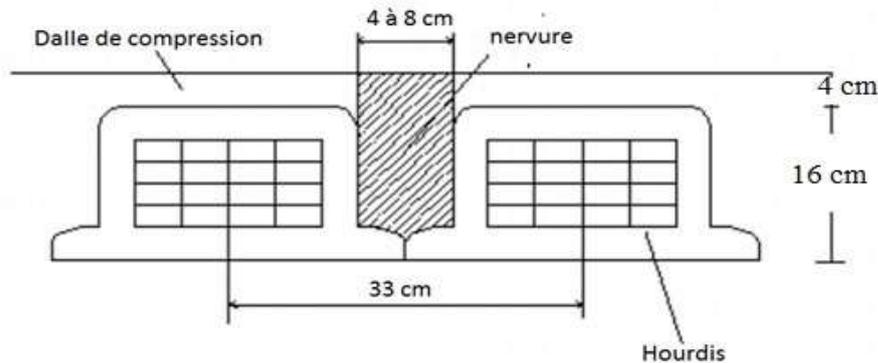


Figure 5: Dimensions du plancher

Dalle de compression

❖ Règles de conception

La dalle sur hourdis creux doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm ; et être armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures ;
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

$$\text{Si } l \leq 50, A \geq \frac{200}{f_e}; \text{ Si } l > 50 \text{ cm, } A \geq \frac{4l}{f_e}$$

Avec : l : Écartement entre axes des nervures ; A : Section des armatures perpendiculaires aux nervures (en cm² par mètre de nervure) ; f_e : Limite d'élasticité des Aciers (en MPa)

Les armatures parallèles aux nervures, autres que les armatures supérieures des poutrelles, doivent avoir une section par mètre linéaire, au moins égale à $A/2$.

❖ Calcul d'armatures de la dalle de compression

$$A \geq \frac{200}{f_e}$$

Soit A_p : Armatures parallèle aux nervures ; $A_p \geq \frac{A}{2}$

5. Les longrines

1) Principe de calcul :

$T_u = A_u \cdot f_{su}$; Avec A_u : Section d'armature en cm² ; f_{su} : contrainte de traction

Détermination des armatures

On a : $T_u = A_u * f_{su}$; Alors : $A_u = \frac{T_u}{f_{su}}$

1) Vérification de condition non-fragilité

$$A_s * F_e \geq B * Ft_{28}$$

2) Armatures et espacement

Acier longitudinaux tendus : $\emptyset \geq 6 \text{ mm}$

Ecartement entre barres : $e_h \leq 4\emptyset$ si $\emptyset \geq 20\text{mm}$

6. Semelles de fondations

Elles constituent une partie essentielle de l'ouvrage puisque sa conception et réalisation découlent la bonne tenue de l'ouvrage

❖ Hypothèses de calcul :

Les fondations superficielles sont calculées

- ❑ à l'état limite de service pour leurs dimensions extérieures.
- ❑ à l'état limite ultime de résistance ou à l'état limite de service pour leurs armatures selon les Conditions de fissuration.

❖ Évaluation des sollicitations :

Les charges appliquées à la tête des semelles sont obtenues en faisant le cumulé des charges transmises par les poteaux.

Le calcul de la sollicitation normale s'obtient par l'application de la combinaison d'actions de base suivante selon les états limites :

➤ ELU: $\Rightarrow N_u = 1.35 G + 1.5 Q$

➤ ELS: $\Rightarrow N_{ser} = G + Q$

Avec: G: charge permanente.

Q: charge variable.

❖ Détermination des aciers :

Les armatures doivent être disposées dans les deux sens de manière que :

✓ Nappe supérieure // A

Aux ELU : $A_{s/A} \geq \frac{N_u (A - a)}{8df_{su}}$

✓ Nappe inférieure // B

Aux ELU : $A_{s/B} \geq \frac{N_u (B - b)}{8df_{su}}$

RESULTATS

Béton

- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1,5$; $\theta = 1$; $f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$; $\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$

IV.1.3. Acier

Nous prendrons la nuance d'acier de feE 400 ; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $\gamma_s = 1,15$; $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 347,8 \text{ MPa}$

IV.2. Pré dimensionnement

IV.2.1. Toiture terrasse

Prenons le panneau le plus large qui a pour dimensions : $l_x : 5,8 \text{ m}$ et $l_y : 6 \text{ m}$

$$0,14 \leq h \leq 0,19$$

IV.2.2. Plancher

a. Plancher en dalle pleine en béton armé

Prenons le panneau le plus large qui a pour dimensions : $l_x : 1,40 \text{ m}$ et $l_y : 4,70 \text{ m}$

$$0,10 \leq h \leq 0,128$$

b. Plancher à corps creux

Dans le projet, nous avons des dalles continues dont les dimensions du plus grand panneau sont $l_x : 5,80 \text{ m}$ et $l_y : 6,00 \text{ m}$

$$\text{On a : } \frac{5,89}{40} \leq h_0 \leq \frac{5,89}{30} \quad \equiv \quad 0,15 \leq 0,20 \leq 0,20$$

Donc, nous obtenons un plancher à corps creux d'épaisseur totale de 20 cm avec un hourdis de 16 cm et une dalle de compression de 4cm

IV.2.3. Poutre

a. Hauteur h

Dans notre structure, les portées maximales sont :

- ✓ Poutre longitudinale L= 6,00 m.
- ✓ Poutre transversale L=5,80 m.

En effectuant le calcul, cela nous donne :

- ✓ Poutre longitudinale : $40 \leq h \leq 60$ [cm]
- ✓ Poutre transversale : $39 \leq h \leq 58$ [cm]

Cependant, nous allons fixer la hauteur h de la poutre comme suivante : $h = 40$ cm pour tout poutre (longitudinale et transversale).

b. Largeur b_0

Afin d'obtenir une meilleure conception des coffrages, nous prendrons une épaisseur de poutre égale à celle du mur qui est de 20 cm. Toutefois, il faut que cette épaisseur choisie satisfasse à la condition suivante : $0.3h \leq b_0 \leq 0.6h$

En effet, on a : $0.3 \cdot 40 \leq b_0 \leq 0.6 \cdot 40$ [cm] ; $12 \leq 20 \leq 24$ qui est vrai.

c. Poteaux

Pour pré dimensionner le poteau, utilisons la formule suivante :

$B \geq \frac{N \cdot S_i}{1200}$; Avec : $B = a \cdot b$: section du poteau ; N = Nombre de planchers au-dessus du niveau considéré ; S : surface d'influence du poteau (la plus grande surface d'impact d'un poteau sur un niveau) ; $S = 5,80m \cdot 3,00m \rightarrow S = 17,4m^2$

Tableau 1 : Tableau résumant les sections des poteaux

Niveau	N	Si (m ²)	a (m)	b (m)	Section
Poteau sous-sol	5	17,4	0,2	0,3625	20*40
RDC	5	17,4	0,2	0,3625	20*40
R+1	4	17,4	0,2	0,29	20*35
R+2	3	17,4	0,2	0,2175	20*30
R+3	2	17,4	0,2	0,145	20*25
R+4	1	17,4	0,2	0,0725	20*20

En outre, les poteaux doivent remplir la condition de non flambement pour une section rectangulaire.

$lf/a \leq 14.4$; Où lf est la longueur de flambement du poteau ; Avec $lf = 0.7 \cdot l_0$ pour un bâtiment ; l_0 : longueur libre du poteau ; a : la plus petite dimension de la section du poteau

on a : $l_0 = 3$ m ; $a = 0,20$ m donc : $lf = 2,1$ m

C à d : $lf/a = 10,5 \leq 14,4$, la condition de non flambement est vérifiée.

IV.2.3. Les escaliers

Les Caractéristiques techniques

Dans notre projet nous avons un type d'escaliers à deux volets :

Nous utilisons la formule de BLONDEL :

$$H = 3.00 \text{ m} ; h = 17 \text{ cm} ; n=18 ; g = 30 \text{ cm}.$$

Il y a deux volées ($H/2= 1.50 \text{ m}$) donc Il y a 9 marches sur chaque volée.

On adopte un jour de : 10 cm ; $L = (240-10)/2 = 115 \text{ cm}$; la largeur de palier ne doit pas être inférieur à 1m et conformément à notre vue en plan, la largeur du palier est égale à **120 cm** ; $e_p = 15 \text{ cm}$

Paillasse :

- L'inclinaison de la paillasse : $\tan \alpha = \frac{1,50}{2,80} = 0,54 \rightarrow \alpha = 28,36^\circ$ Alors :
- La longueur de la paillasse est égale à : $L' = 2.70/\cos \alpha = 3.18 \text{ m}$
- L'épaisseur de la paillasse : est comprise entre : $L'/30 < e_p < L'/20$
 $10,6 \text{ cm} < e_p < 15,9 \text{ cm}$; on prend **$e_p = 15 \text{ cm}$**

IV.3. Descente de charge

IV.3.1. Inventaires des charges

Le bâtiment est soumis à des actions horizontales et verticales et c'est la fondation qui assure la transmission de ces charges au sol.

Les charges permanentes sont obtenues à partir des dimensions géométriques des éléments et des ouvrages, déduites des plans et des poids volumiques des matériaux constituants. Elles sont encore appelées « poids mort »

Pour une maison d'habitation, BAEL 91 mod 94 propose une charge d'exploitation de 1,5 KN/m²=150daN/m²

IV.3.2. Descente des charges verticales

Comme nous utilisons les normes françaises où les charges accidentelles sont négligées, Nous allons considérer les charges verticales seulement pour la descente des charges et le dimensionnement.

Descente des charges permanentes

Tableau 2 : Synthèse récapitulatif des charges du poteau

G (daN)	Q (daN)
237154,26	13815,6

Combinaison d'actions

- ❖ L'Etat Limite Ultime (ELU) : $N_u = 1.35G + 1.5Q \rightarrow N_u = 83314,476 \text{ daN}$
- ❖ L'Etat Limite de Service (ELS) : $N_{ser} = G + Q \rightarrow N_{ser} = 60179,36 \text{ daN}$

IV.4.3. Etude du portique

1. Méthodes de calcul

Il existe plusieurs méthodes de calcul des portiques, des plus simples aux plus exactes.

Cependant, nous avons choisi la méthode de Caquot pour la détermination des efforts dans les Structures car elle est applicable dans toute circonstance alors que les autres méthodes ont des conditions pour qu'elles soient applicables.

Après calcul nous obtenons $MEF = -373,348 \text{ daNm}$

Après la détermination des moments, nous choisissons celui qui est max qui nous servira de calcul : $M_{max} = 1855,395 \text{ daNm}$

Dimensionnement des éléments en béton armé

Plancher

Toiture terrasse

➤ Action sur la dalle

5. Charge permanente : $G = 487 \text{ daN/m}^2$

6. Charge d'exploitation : $Q = 220 \text{ daN/m}^2$ pour les toitures terrasses

7. Combinaison d'action

❖ A L'ELU : $P_u = 1,35 \cdot 487 + 1,5 \cdot 220 \rightarrow P_u = 987,45 \text{ daN/m}^2$

❖ A L'ELS : $P_{ser} = 487 + 220 \rightarrow P_{ser} = 707 \text{ daN/m}^2$

8. Calcul des moments fléchissant due à la charge P

$l_x = 5,8 \text{ m}$; $l_y = 6 \text{ m}$; $\alpha = 0,96$; en interpolant nous obtenons:

$$\begin{cases} \mu_{ux} = 0,0414 & \mu_{serx} = 0,0488 \\ \mu_{uy} = 0,8968 & \mu_{sery} = 0,9333 \end{cases}$$

❖ A L'ELU

$$M_{ux} = 0,0414 \cdot 987,45 \cdot (5,8)^2 \rightarrow M_{ux} = 1375,217 \text{ daNm}$$

$$M_{uy} = 0,8968 \cdot 1375,217 \rightarrow M_{uy} = 1233,294 \text{ daNm}$$

❖ A L'ELS

$$M_{serx} = 0,0488 \cdot 707 \cdot (5,8)^2 \rightarrow M_{serx} = 1160,633 \text{ daNm}$$

$$M_{sery} = 0,9333 \cdot 1160,633 \rightarrow M_{sery} = 1083,218 \text{ daNm}$$

9. Calcul des efforts tranchants dues à la charge P

❖ A L'ELU

$$V_{ux} = \frac{P_u l_x}{2 + \alpha} \rightarrow V_{ux} = 1934,86 \text{ daN}$$

$$V_{uy} = \frac{P_{ulx}}{3} \rightarrow V_{ux} = 1909,07$$

❖ A L'ELS

$$V_{serx} = \frac{P_{ser} * l_x}{2 + \alpha} \rightarrow V_{serx} = 1385,33 \text{ daN}$$

$$V_{sery} = \frac{P_{ser} * l_x}{3} \rightarrow V_{uy} = 1366,86 \text{ daN}$$

10. Calcul des aciers

b=100cm, h=15cm, d=0,9h=13,5cm. Nous allons calculer à l'ELU et vérifier à l'ELS

Suivant la petite portée lx

$$M_{ux} = 0,0137 \text{ MNm}$$

- Calcul du moment ultime réduit

$$\mu_r = \frac{M_{ux}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,0137}{1m * 0,135^2 * 14,17} ; \mu_r = 0,053 < 0,186 \text{ alors pivot A}$$

- Calcul du paramètre de déformation α

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_r}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0,053})$$

$$\alpha = 0,06 ; Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,131 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_{ux}}{Z * \sigma_{st}} = \frac{0,0137}{0,131 * 347,8} \rightarrow A = 0,0003006 \text{ m}^2 = 3,006 \text{ cm}^2$$

Soit 7HA8 de la section A=3,52cm²

Suivant la grande portée ly

$$M_{uy} = 0,0123 \text{ MNm}$$

- Calcul du moment ultime réduit

$$\mu_r = \frac{M_{uy}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,0123}{1m * 0,135^2 * 14,17}$$

$$\mu_r = 0,04 < 0,186 \text{ alors Pivot A}$$

- Calcul du paramètre de déformation α

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_r}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0,04})$$

$$\alpha = 0,05$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,135(1 - 0,4 * 0,05) \rightarrow Z = 0,132 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_{uy}}{Z * \sigma_{st}} = \frac{0,0123}{0,132 * 347,8} ; A = 0,0002679 \text{ m}^2 = 2,679 \text{ cm}^2$$

Soit 6HA8 avec A=3,02cm²

11. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_{st} \leq 0,07 f_c / \gamma_b \text{ avec } \tau_{st} = T_{st} / bd \text{ et } T = 1385,33 \text{ daN}$$

$$\tau_{st} = \frac{0,0138533}{1 * 0,135} \leq \frac{0,07 * 25}{1,5} \rightarrow \tau_{st} = 0,10 \leq 1,16, \text{ la condition est vérifiée}$$

12. Condition de non fragilité

$$A_{smin} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 100 * 13,5 * \frac{21}{4000} = 1,63cm^2/m$$

$$A_{Smin} \geq 1,63cm^2/m$$

1,3cm²<3,52cm² ce qui est vérifiée

13. Condition de non poinçonnement

$$P \leq \frac{0,045}{\gamma_b} U_c f_c 28 h_0$$

$$U_c = 2(a+b+2h_0) \rightarrow U_c = 1,68m = 168cm$$

707 ≤ 18900, qui est vérifiée

14. Vérification à l'ELS

La section d'acier choisie étant 3,52cm²

15. Profondeur de l'axe neutre

Pour trouver la position de l'axe neutre, nous allons résoudre l'équation :

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

$$b=100, d=13,5, \eta=15$$

$$y_1=3,28cm$$

16. Calcul du moment d'inertie par rapport à l'axe neutre

$$I_x = \frac{by_1^3}{3} - A_s \eta (d - y_1)^2 = 0; I_x = 6691,125cm^4$$

17. Calcul de la contrainte de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y_1}{I} = \frac{11606,33 * 3,28}{6691,125} = 5,68kg/m^2$$

$$\sigma_{bc} = 0,6f_c 28 = 0,6 * 25 = 15MPa = 150kg/cm^2$$

5,68 < 150 qui est vérifiée

18. Contrainte de traction de l'acier

$$\sigma_{st} = \frac{\eta M}{I_x} * (d - y_1) \leq \sigma_{st} = 3478,26kg/cm^2$$

$$\frac{15 * 1160,633}{6691,125} * (13,5 - 3,28) = \frac{2659,1kg}{cm^2} < \frac{3478,26kg}{cm^2}$$

D'où la section de 3,52cm² suffit

IV.4.1. Poteaux

Pour le calcul des armatures des poteaux, nous allons suivre l'organigramme de calcul des armatures longitudinales et transversales d'un poteau ANNEXE I.

❖ Longueur de flambement : = 2,1m

❖ Elancement λ et vérification au non flambement :

$\lambda = 36,37$; C a d : $\lambda < 50$ d'où le poteau est soumis à compression simple centrée.

❖ Coefficient de réduction : $\alpha = 3,95$

Publication of the European Centre for Research Training and Development -UK
L'annexe I présente l'organigramme de calcul à l'ELU des armatures de section rectangulaire soumise à une compression simple selon BAEL 91 mod 99.

Comme la charge sera appliquée après 28 jours, Nous allons considérer :

$$\alpha = \frac{\alpha}{1,1} \rightarrow \alpha = 3,59$$

- ❖ Section réduite Br : $Br = 684 \text{ cm}^2$

Calcul des armatures longitudinales :

- ❖ Section maximale d'acier : $A_{max} = \frac{5B}{100}$, Avec $B=a*b \rightarrow A_{max} = 40 \text{ cm}^2$

- ❖ Section minimale d'acier :

$$A_{min} = \text{Max} \left(4\mu ; \frac{0,2B}{100} \right)$$

$$A_{min} = \text{Max} (4,8 ; 1,6)$$

$$A_{min} = 4,8 \text{ cm}^2$$

- ❖ Aire de la section d'armature :

La relation suivante nous donne cette aire à déterminer :

$$A_{th} = \left(\frac{Nu}{\alpha} - \frac{Br * f_{c28}}{0,9 * \gamma_b} \right) * \frac{\gamma_s}{f_e} \rightarrow A_{th} = -0,004082 \text{ m}^2 \rightarrow A_{th} = -40,82 \text{ cm}^2$$

Puisque $A_{th} < A_{min} < A_{max}$, alors prenons $A = A_{min} = 4,8 \text{ cm}^2$

Prenons 4HA14, soit $6,16 \text{ cm}^2$ comme section d'acier.

- ❖ Effort ultime Condition de sécurité :

$$Nu \leq N_{u,lim}$$

$$N_{u,lim} = \alpha \left[\frac{Br f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \rightarrow N_{u,lim} = 6,53 \text{ MN} \text{ sachant que } Nu = 0,833 \text{ MN}$$

Alors $Nu \leq N_{u,lim}$ Donc la condition de sécurité est vérifiée.

Calcul d'armature transversale :

- ❖ Diamètre ϕ_t des armatures transversales

Suivant la règle générale donnée dans le BAEL, la section des armatures et leur espacement

doivent respectivement vérifier les conditions suivantes : $\frac{\phi_t}{3} \leq \phi_t \leq 12 \text{ mm}$

On a : $\frac{14}{3} \leq \phi_t \leq 12 \text{ mm}$; Prenons $\phi_t = 6 \text{ mm}$ soit des cadres en **HA6**.

IV.4.2. Poutres

Dimension de la section

La poutre est modélisée par la figure suivante :

$h = 40 \text{ cm}$; $b_0 = 20 \text{ cm}$

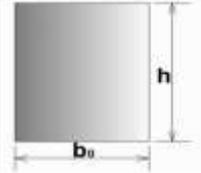


Figure 6 : Dimensions de la poutre

Calcul des armatures longitudinales :

Pour le calcul des armatures d'une poutre à étudier, la fissuration est peu préjudiciable et les calculs seront déterminés à l'ELU.

Le moment réduit est donné par la relation suivante : $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}}$; Avec d : La distance du centre de gravité des aciers tendus à la fibre la plus comprimée, $d = 0.9h = 0.9 \times 0.40 = 0.36$ m

Ici, D'après BAEL, $\mu_{lu} = 0.392$ pour les aciers à FeE 400.

- Si $\mu_{bu} \leq \mu_{lu}$, on a une section à simple armature ;
- Si $\mu_{bu} \geq \mu_{lu}$, on a une section à double armature.

Calcul de μ_{bu} et comparaison avec μ_{lu} .

$$\mu_{bu} = \frac{0,01855}{0,2 * 0,36^2 * 14,17} = 0,017 < \mu_{lu} = 0,392$$

Alors la section est simplement armée

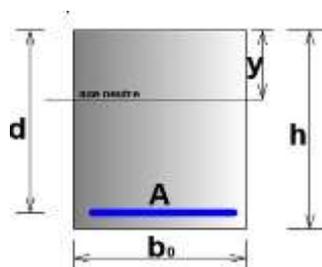


Figure 7: Poutre de section à simple armature

Pour les sections simplement armées, on prévoit des armatures de montage dans la partie comprimée pour assurer une bonne fixation des armatures transversales lors du ferrailage.

Section à Simple Armature (SSA) : $A_u = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}}$; Avec A_u : La section des armatures longitudinales ; M_u : Le moment à l'ELU ; Z : Le bras de levier de l'effort de compression.

$$A_u = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} \quad ; \quad A_u = 1,48 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

L'armature longitudinale est déterminée par le maximum entre A_u et A_{min} .

$$A = \max (A_u, A_{min})$$

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{b \cdot o \cdot h}{1000} ; 0,23 b \cdot o \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \rightarrow A_{min} = 0,86 \text{ cm}^2$$

Donc $A = 1,48 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 3HA8/ml Avec $A = 1,51 \text{ cm}^2$

IV.4.3. Plancher à corps creux

1. Dalle de compression

Calcul d'armatures de la dalle de compression

Nous avons la valeur de $h_0 = 40 \text{ cm}$

Soit A : Armatures perpendiculaires aux nervures ; $S_t \leq 20 \text{ cm}$; $l = 33 \text{ cm}$

$$\text{Alors } A \geq \frac{200}{f_e} ; \text{ Avec } f_e = 400 \text{ MPa} ; \text{ on a : } A \geq 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On choisira **$A = 2\text{HA6} = 0,565 \text{ cm}^2/\text{ml}$** .

Soit A_p : Armatures parallèle aux nervures ; $A_p \geq \frac{A}{2}$; on a $A_p \geq 0,2825 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

On choisira **$A_p = 2\text{HA5} = 0,393 \text{ cm}^2/\text{ml}$** .

Le calcul se fera comme celui d'une poutre en T, où la dalle de compression sera considérée comme la table de compression et les poutrelles comme les nervures.

2. Dimensions des poutrelles

On a le schéma représentatif suivant :

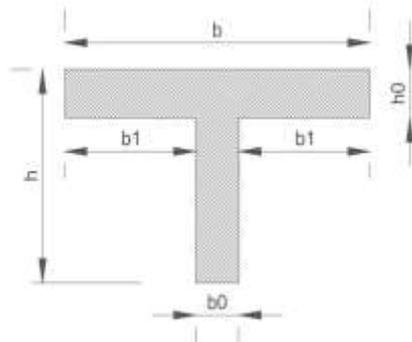


Figure 8: Dimensions des poutrelles

Avec : $b = 0,33$ m, $b_0 = 0,05$ m, $b_1 = 0,14$ m, $h = 0,02$ m, $h_0 = 0,04$ m, $B = 0,0212$ m²: Aire de la section hachurée

- Détermination de l'armature longitudinale
- Moment réduit $\mu_{bu} = 0,05$ MNm.

Or, pour les armatures Fe E 400, $\mu_{lu} = 0,392$

Comme : $\mu_{bu} < \mu_{lu}$; Alors, on a une section simplement armée à calculer

- Section de l'acier
 $A_u = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}}$; Avec $Z = 0,1746$ m ; On a : $A_u = 0,0001316$ m² soit $A_u = 1,316$ cm²
- Condition de non fragilité

La relation suivante doit-être vérifiée :

$$A = \text{Max} (A_u; A_{\min}) ; \text{ Avec } A_{\min} = \text{Max} \left\{ \frac{b_0 h}{1000} ; 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \rightarrow A_{\min} = 0,717 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max} (1,316; 0,717) ; A = 1,316 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 2\text{HA}10 \text{ équivaut à } 1,57 \text{ cm}^2.$$

- Section de l'armature transversale
 Par définition

$$\phi_t = \text{Min} \left\{ \phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right\}$$

$$\phi_t = \text{Min} \left\{ 8 ; \frac{200}{35} ; \frac{50}{10} \right\}$$

$$\phi_t = \text{Min} \{ 8 ; 5,71 ; 5 \}$$

Alors $\phi_t = 5$ mm. En pratique : $\phi_t \geq 6$ mm

IV.4.5. Calcul des semelles de fondations

Calcul de la surface portante :

$$A \geq \sqrt{\frac{0,83331}{3} * \frac{0,20}{0,40}}$$

A ≥ 0,372m, on adopte A=0,50m

$$\text{Comme } = \frac{b}{a} A, B = \frac{0,40}{0,20} * 0,50$$

B=1m

$$S = AB > \frac{N_u}{\sigma_{sol u}}$$

0,5 ≥ 0,29, la condition est vérifiée

Condition de rigidité

➤ Calcul de :

- La hauteur utile **d** de la semelle :

$$d \geq \text{Max} \left[\frac{A - a}{4}; \frac{B - b}{4} \right]$$

$$d \geq [0,075; 0,15]$$

Nous adoptons d=0,80m

- La hauteur totale **h** de la semelle est égale à :

$$h = d + 0.05 \text{ m}$$

$$h = 0,80 + 0,05 \text{ m} = 0,85 \text{ m}$$

- Enfin il faut Vérifier la Condition $\sigma_{sol} < \overline{\sigma_{sol}}$.

$$\text{Avec } \sigma_{sol} = \frac{N + p_{semelle}}{\text{surface semelle}}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_u + P_{semelle}}{AB}$$

$$P_{semelle} = \gamma_b * V_{semelle}$$

$$A * B : \text{Surface de la semelle}$$

$$A * B = 1 * 0,5 = 0,5 \text{ m}^2$$

$$V_{semelle} = 1 * 0,5 * 0,85 = 0,425 \text{ m}^3$$

$$P_{semelle} = 2500 \text{ daN/m}^3 * 0,425 \text{ m}^3 = 1062,5 \text{ daN}$$

- ✓ Vérification à l'ELU

$$\sigma_{sol} = 1,68 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{sol}} = 3 \text{ MPa}$$

Condition vérifié

- ✓ Vérification à l'ELS

$$\sigma_{sol} = 1,22 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{sol}} = 2 \text{ MPa}$$

Condition vérifié

a. Détermination des aciers :

Contrainte admissible de l'acier :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,8 \text{MPa}$$

Procédure de calcul :

Les armatures doivent être disposées dans les deux sens de manière que :

✓ **Nappe supérieure // A**

Aux ELU :

$$A_{s//A} \geq \frac{N_{u*(A-a)}}{8d\sigma_{st}} = 1,122 \text{cm}^2; \text{ Soit } 3\text{HA}8 \quad (1,51 \text{cm}^2)$$

En raison de construction, nous adoptons 3HA12

✓ **Nappe inférieure // B**

$$\text{Aux ELU : } A_{s//B} \geq \frac{N_{u*(B-b)}}{8d\sigma_{st}} = 2,44 \text{cm}^2 ; \text{ Soit } 5\text{HA}8 \quad (2,51 \text{cm}^2)$$

En raison de construction, nous adoptons 5HA12

CONCLUSION

En effet, d'une part, cette étude permettra de résoudre des problèmes de logement qui se présentent comme principales sources de trouble et d'insécurité dans la ville. Autrement dit, la manque d'habitation freine, et arrive même à empêcher toute évolution. La réalisation de ce projet ne résout pas seulement des problèmes de pénurie d'infrastructures, mais aussi, incite les investisseurs, les opérateurs et les constructeurs à bâtir des ouvrages assurant avant tout le confort et la sécurité de leurs usagers. Ainsi, il est impératif pour nous d'apporter une bonne solution correspondant à chaque problème posé.

D'autre part, ce projet a été réalisé dans les meilleures conditions possibles, suivant les règles et les normes appropriées.

BIBLIOGRAPHIE

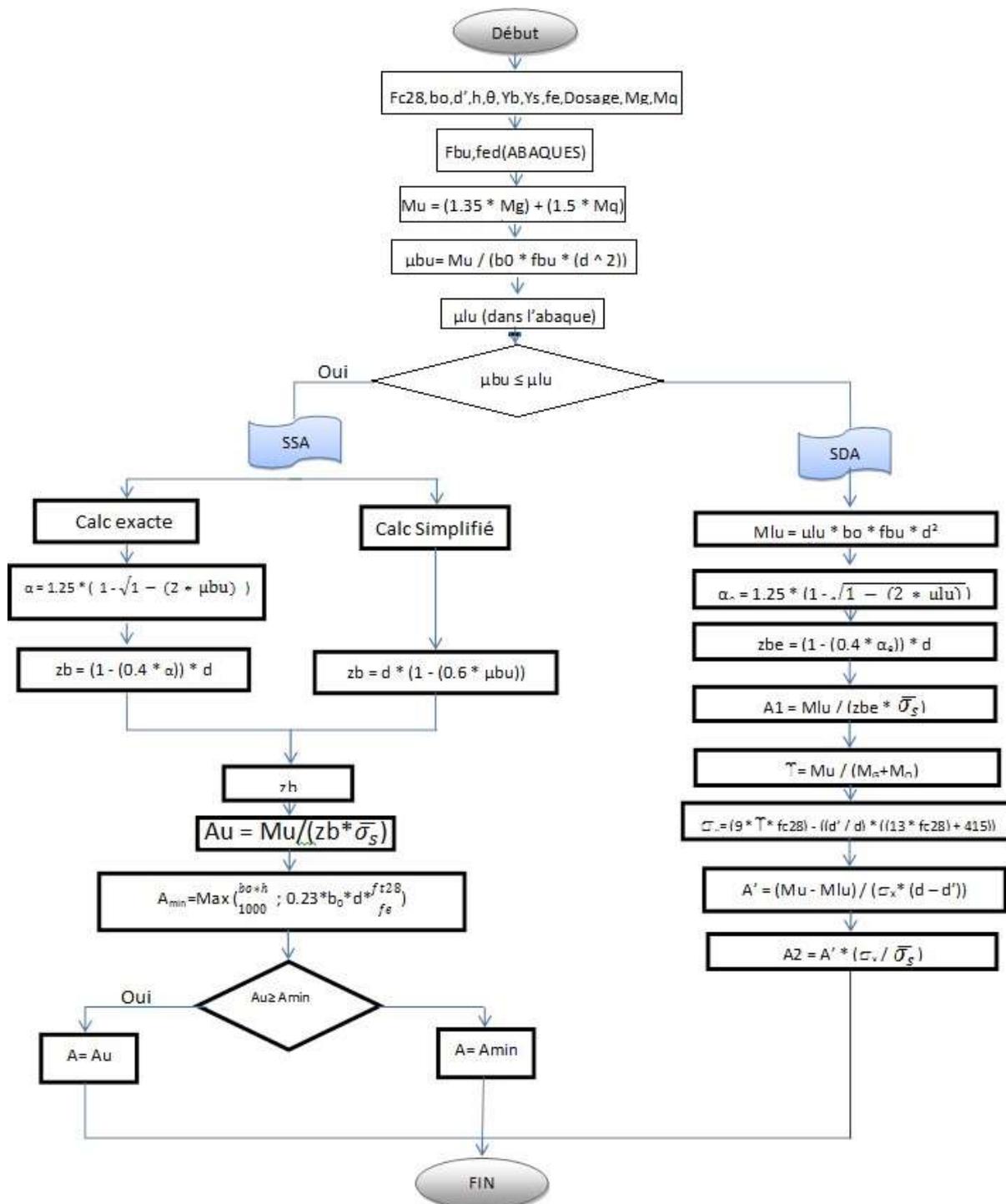
- [1] Jean Pierre MOUGUIN, Béton Armé BAEL 91 modifié 99 et DTU associés, Edition Eyrolles, 2000
- [2] Jean Perchat, Jean ROUX, Maîtrise du BAEL 91 et des DTU associés, Eyrolles
- [3] Ernest NEUFERT, Les éléments des projets de construction (8^e édition), Dunod, 2002
- [4] Mme RAVAOHARISOA Lalatiana, Cours de béton armé, BTP, ESPA, 2016-2017
- [5] M. RAZAFINJATO Victor, Cours de RDM et Calcul de structure, BTP, ESPA, 2016-2017
- [6] ANDRIANARIMANANA Richard, Technologie de bâtiment, BTP, ESPA, 2016-2017

WEBOGRAPHIE

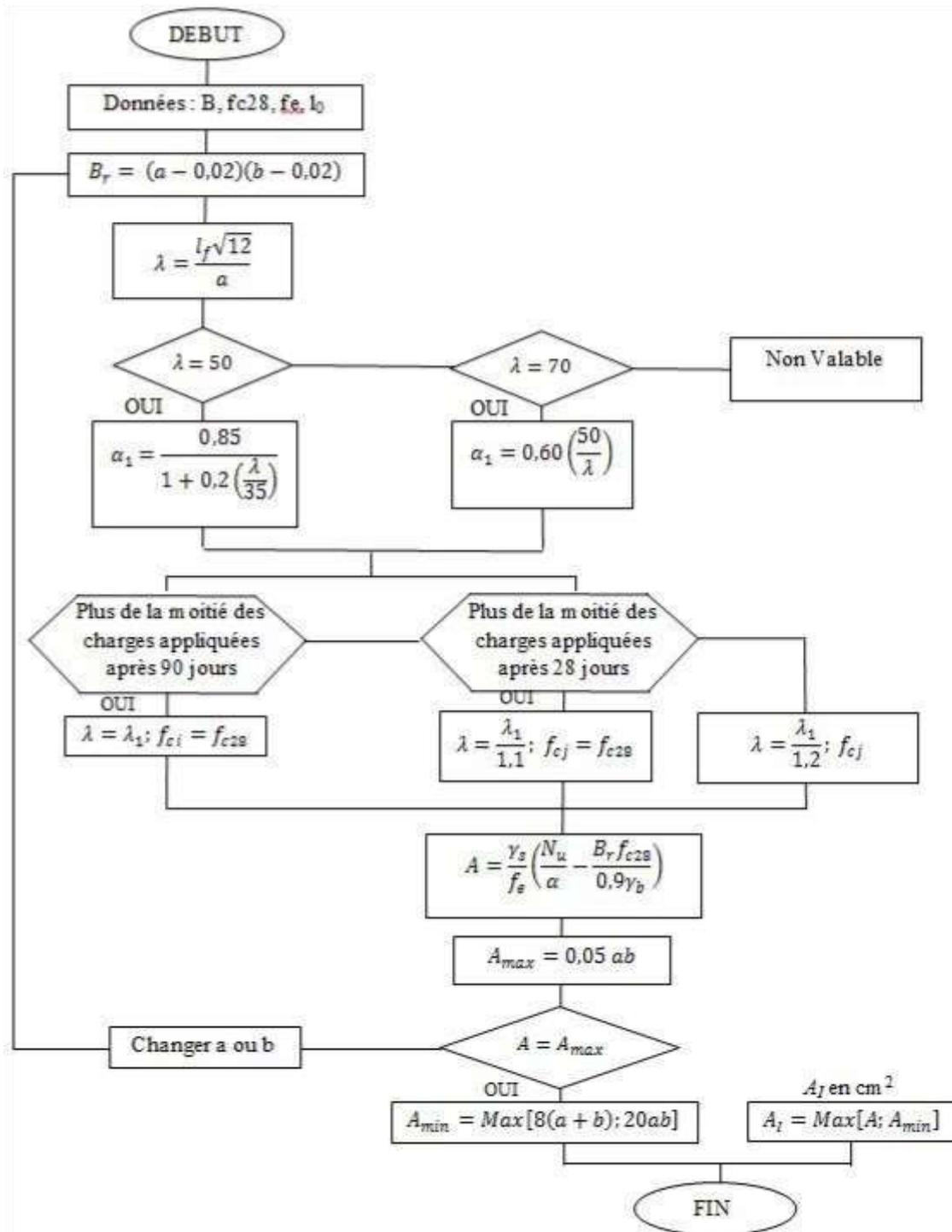
- (1) www.cours-genie-civil.com

Publication of the European Centre for Research Training and Development -UK
ANNEXE I : ORGANIGRAMME DE CALCUL

Organigramme de calcul à l'ELU des armatures de section rectangulaire soumises à une flexion simple

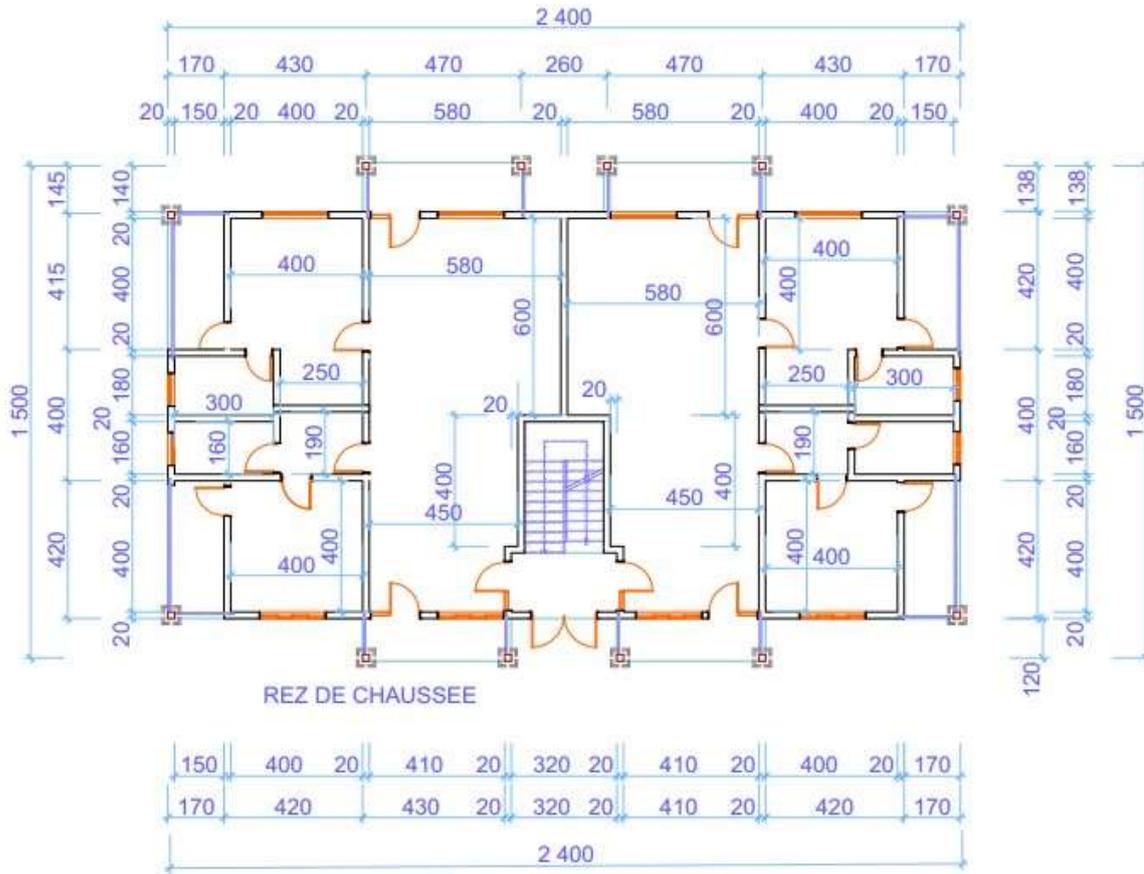


Publication of the European Centre for Research Training and Development -UK
 Organigramme de calcul à l'ELU des armatures de section rectangulaire soumises à une
 Compression simple :

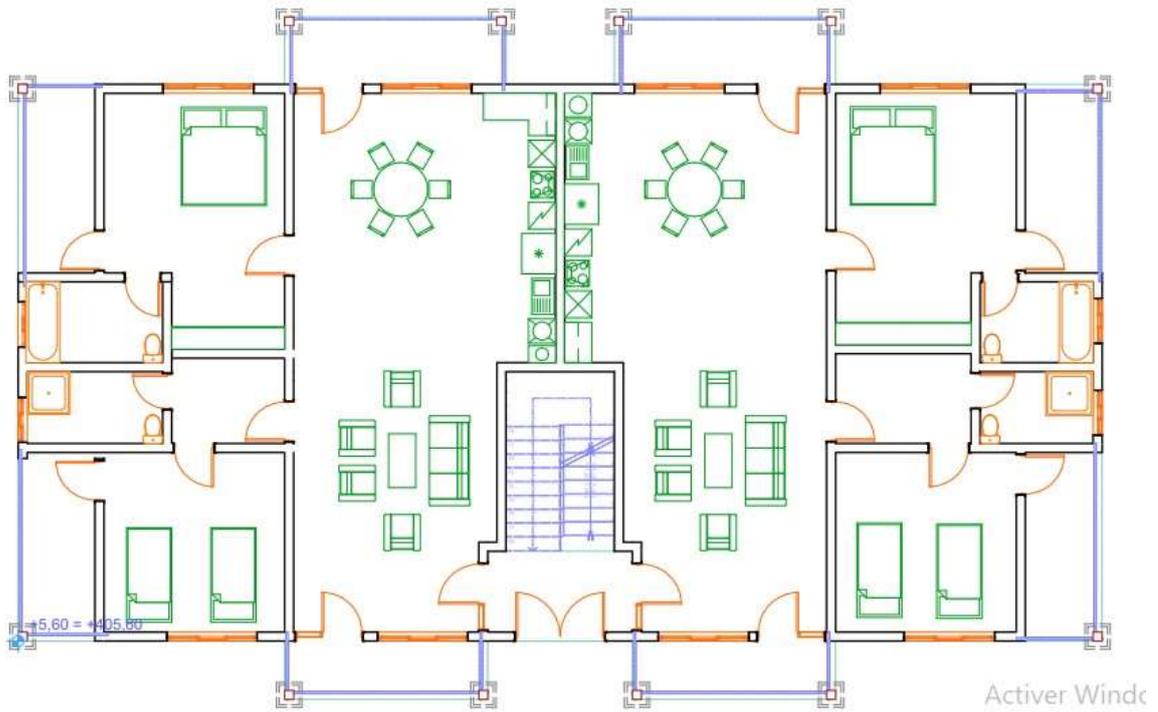


ANNEXE II- PLAN ARCHITECTURALE

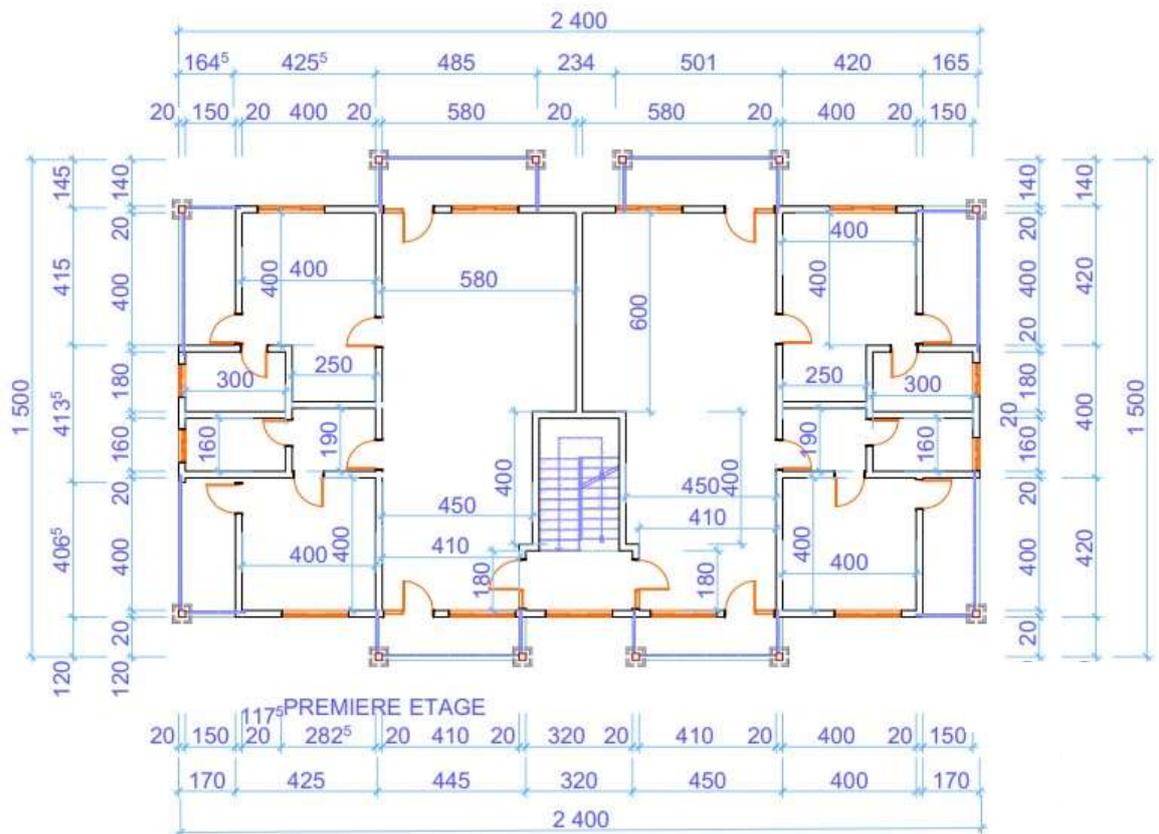
VUE EN PLAN REZ DE CHAUSSEE



REZ DE CHAUSSEE AMENAGEE



VUE EN PLAN ETAGE



ETAGE AMENAGEE

