

REPUBLIQUE DU RWANDA

PROVINCE DE L'OUEST

DISTRICT DE RUBAVU

NOTE DE CALCUL D'UNE MAISON COMMERCIALE A UN ETAGE SISE À  
SECTEUR DE GISENYI, CELLULE DE NENGO DANS LA PARCELLE N°1151  
APPARTENANT À RMC/RUBAVU

(Décembre 2016)

## 1. BASE DE CALCUL

### 1. 1. Normes utilisées.

Les normes utilisées pour retrouver la section des armatures des différents éléments de construction de l'immeuble en question sont la BS 8110 et CP 110.

### 1. 2. Unités.

- Charge volumétrique :  $\text{kN/m}^3$
- Charge surfacique :  $\text{kN/m}^2$
- Charge linéaire :  $\text{kN/m}$
- Charge ponctuelle :  $\text{kN}$

### 1. 3. Valeurs prises en compte.

#### 1. 3. 1. Poids propres des matériaux de construction.

- Toiture en bacs autoportant :  $0.5\text{kN/m}^2$
- Ferme légère :  $0.3\text{kN/m}^2$
- Panne et contreventement :  $0.1\text{kN/m}^2$
- Faux plafond :  $0.1\text{kN/m}^2$
- Béton armé :  $25\text{kN/m}^2$
- Finition :  $1.0\text{kN/m}^2$
- Maçonnerie en briques cuites :  $18\text{kN/m}^3$
- Chape au mortier de ciment :  $20\text{kN/m}^3$
- Gardes corps métalliques :  $0.1\text{kN/m}$

#### 1. 3. 2. Surcharges d'exploitation.

Le bâtiment est à usage d'habitation et "Code of Practice" CP110, la charge d'exploitation est de  $2\text{kN/m}^2$

### 1. 3. 3. Résistance en compression du béton.

Pour les semelles de fondation et les colonnes, on utilisera un béton de résistance en compression  $f_{cu} = 30\text{N/mm}^2$  tandis que pour les dalles et les poutres, le béton sera de résistance  $f_{cu} = 25\text{N/mm}^2$

### 1. 3. 4. Limite d'élasticité

Les armatures qui seront utilisés comme armatures du béton armé, seront du type Fc E460. Pour le dimensionnement on utilisera

$$f_y = \frac{460\text{N/mm}^2}{1.15} = 400\text{N/mm}^2$$

## ANALYSE ET DIMENSIONNEMENT DES DALLES

### 1. 4. Analyse des dalles (REZ DE CHAUSSEE)

$h$  = épaisseur de la dalle

$d$  = épaisseur effective de la dalle

$\alpha$  = facteur de modification

$l_x$  = petite portée

$l_y$  = grande portée

$l_y/l_x \geq 2 \rightarrow$  dalle portant dans une seule direction

$l_y/l_x < 2 \rightarrow$  dalle portant dans deux directions

$$\frac{l_x}{d*\alpha} = 7 \text{ pour les dalles porte-à-faux}$$

$$\frac{l_x}{d*\alpha} = 20 \text{ pour les dalles simplement appuyées}$$

$$\frac{l_x}{d*\alpha} = 26 \text{ pour les dalles continues}$$

$\alpha$  peut être trouvé dans le tableau 3.10 de la norme BS8110.

## 1. 5. Dimensionnement de la dalle

### 1. 5. 1. Prédimensionnement

$$\text{Epaisseur effective de la dalle } d = \frac{\text{Portee}(l_x)}{20 * 2.0}$$

La valeur de  $l_x$  est  $l_x = 4.4\text{m}$

$$d = \frac{4.4 * 10^3}{20 * 2.0} = 110\text{mm}$$

Nous pouvons donc choisir une dalle d'épaisseur  $h = 150.00\text{mm}$

### 1. 5. 2. Dimensionnement

Nous nous contenterons de calculer les éléments de réduction des dalles D1, D2, D3, D4, D5, D6, D7, D8, D9, D10, D11, D12, D13, D14, D15, D16, D17, D18, D19, D20 et D21 pour retrouver les plus grandes valeurs de  $M_x$ ,  $M_x'$ ,  $M_y$  et  $M_y'$  dans chaque direction de la dalle.

$$M_x = \beta_x * n_d * l_x^2 \text{ dans la direction de } l_x \text{ (travée)}$$

$$M_y = \beta_y * n_d * l_x^2 \text{ dans la direction de } l_y \text{ (travée)}$$

$$M_x' = \beta_x * n_d * l_x^2 \text{ dans la direction de } l_x \text{ (appuis)}$$

$$M_y' = \beta_y * n_d * l_x^2 \text{ dans la direction de } l_y \text{ (appuis)}$$

Les valeurs de  $\beta_x$ ,  $\beta_x$ ,  $\beta_y$  et  $\beta_y$  sont données dans le code of practice CP110

$n_d$  = charge de dimensionnement

$$= 1.4G_k + 1.6Q_k \text{ avec } G_k \text{ la charge permanente}$$

$$Q_k \text{ la charge d'exploitation}$$

$$\text{Le poids propre de la dalle} = 0.15\text{m} * 25\text{kN/m}^3 = 3.75 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Le poids propre du mur sur dalle} = 18\text{kN/m}^3 * 3\text{m} * 0.1 = 5.4 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Le poids propre des finitions} = 1.0\text{kN/m}^2$$

$$G_k = 3.75\text{kN/m}^2 + 1.00\text{kN/m}^2 + 5.4 \text{ kN/m}^2 = 10.15\text{kN/m}^2$$

$$Q_k = 2.0 \text{ kN/m}^2$$

Pour une dalle de 1m de largeur  $n_d = (1.4 * 10.15 \text{ kN/m}^2 + 1.6 * 2.0 \text{ kN/m}^2)$

$$n_d = 17.41 \text{ kN/m}$$

Tableau récapitulatif des moments en travées et aux appuis

REZ DE CHAUSSEE

Panneau	Ly/Lx	Bx	Travée				Appuis		Mx'	My'
			By	Mx	My	$\beta_x$	$\beta_y$			
				[kNm]	[kNm]			[kNm]	[kNm]	
D1	1.5	0.055	0.028	4.6345	2.3594	0.073	0.037	6.1513	3.1178	
D2	1.4	0.04	0.024	5.7	3.4	0.053	0.032	7.5	4.5	
D3	1.1	0.028	0.024	5.0	4.3	0.037	0.032	6.6	5.7	
D4	1.2	0.036	0.028	7.7	6.0	0.048	0.037	10.2	7.9	
D5	1.1	0.038	0.036	6.0	5.3	0.05	-	7.8	-	
D6	1.7	0.059	0.034	<b>14.1</b>	<b>8.1</b>	0.078	0.045	<b>18.6</b>	<b>10.7</b>	
D7	1.1	0.028	0.024	5.0	4.3	0.037	0.032	6.6	5.7	
D8	1.9	0.05	0.028	11.3	6.3	0.067	0.028	15.1	6.3	
D9	1.2	0.047	0.034	8.4	6.1	0.063	0.045	11.2	8.0	
D10	1.7	0.044	0.024	3.1	1.7	0.059	0.032	4.1	2.2	
D11	1.5	0.059	0.032	3.5	1.9	0.078	0.045	4.6	2.7	
D12	1.0	0.03	0.028	4.4	4.1	0.039	0.037	5.7	5.4	
D13	2.9	0.086F	-	6.6	-	-	0.04F	0.0	3.1	
D14	2.1	0.086F	-	4.3	-	-	0.04F	0.0	2.0	
D15	1.1	0.036	0.028	7.2	5.6	0.049	0.037	9.9	7.4	
D16	1.0	0.036	0.034	7.7	7.3	0.047	0.045	10.0	9.6	
D17	1.3	0.039	0.028	3.9	2.8	0.052	0.037	5.2	3.7	
D18	1.9	0.067	0.028	11.9	5.0	0.089	0.037	15.9	6.6	
D19	2.2	0.086F	-	5.2	-	-	0.04F	-	2.4	
D20	1.1	0.028	0.024	5.0	4.3	0.037	0.032	6.6	5.7	
D21	1.0	0.036	0.034	8.6	8.1	0.047	0.045	11.2	10.7	

Les plus grandes valeurs des moments sont :

$$M_x = 14.1 \text{ kNm (en Travée, direction x)}$$

$$M_x' = 18.6 \text{ kNm (sur Appuis, direction x)}$$

$$M_y = 8.1 \text{ kNm (en Travée, direction y)}$$

$$M_y' = 10.7 \text{ kNm (sur Appuis, direction y)}$$

### 1. 5. 3. Armatures suivant direction du petit côté Lx

La profondeur effective  $d = h - c - \emptyset/2$  où  $c$  : enrobage et  $\emptyset$  : diamètre des barres

$$d = 150 - 20 - 10/2 = 125 \text{ mm}$$

La longueur ou la largeur effective de la section dans la zone comprimée  $b = 1000 \text{ mm}$

$$K = \frac{M_x}{f_{cub} b d^2} = \frac{14.1 * 10^6}{25 * 1000 * 125^2} = 0.036 < K' = 0.156$$

On n'a pas besoin d'armatures de compression.

$$\text{Le bras de levier } z = d \left\{ 0.5 + \sqrt{\left( 0.25 - \frac{K}{0.9} \right)} \right\}$$

$$z = d \left\{ 0.5 + \sqrt{\left( 0.25 - \frac{0.036}{0.9} \right)} \right\} = 0.96d > 0.95d \rightarrow z = 0.95d$$

$$z = 119 \text{ mm}$$

Aires des armatures de traction

$$A_s = \frac{M_x}{0.95 * f_y * z} = \frac{14.1 * 10^6}{0.95 * 400 * 119} = 312 \text{ mm}^2$$

$$\text{Armatures minimales } A_{s \min} = \frac{0.13 * b h}{100} = \frac{0.13 * 1000 * 150}{100} = 195.00 \text{ mm}^2$$

Comme  $A_s > A_{s \min}$ , soit  $\emptyset 10 @ 150 \text{ mm}$   $A_{sp} = 523 \text{ mm}^2$

### 1.5.4 Armatures suivant direction du grand côté Ly

$$K = 0.021$$

$$Z = 0.97d; \text{ adoptons } Z = 0.95d = 119\text{mm}$$

$$A_s = 180\text{mm}^2$$

Comme  $A_s < A_{s_{\min}}$ , Adoptons  $A_{s_{\min}}$  soit  $\emptyset 10@250\text{mm}$   $A_{sp} = 314\text{mm}^2$

Nous choisissons  $10@150\text{mm}$   $A_{sp} = 523\text{mm}^2$  pour rendre l'uniformité du ferrailage de la dalle et pour ne pas compliquer les praticants (les ferrailleurs).

### 1.5.5 Armatures chapeau dans la direction de Lx

$$K = 0.048$$

$$Z = 0.945d, \text{ adoptons } Z = 118\text{mm}$$

$$A_s = 415\text{mm}^2$$

Comme  $A_s > A_{s_{\min}}$ , soit  $10@150\text{mm}$   $A_{sp} = 523\text{mm}^2$

### 1.5.6 Armatures chapeau dans la direction de Ly

$$K = 0.027$$

$$Z = 0.96d, \text{ nous adoptons } Z = 0.95d \text{ soit } Z = 119\text{mm}$$

$$A_s = 237\text{mm}^2$$

Soit  $\emptyset 10@250\text{mm}$ ;  $A_{sp} = 314\text{mm}^2$

Nous choisissons  $10@150\text{mm}$   $A_{sp} = 523\text{mm}^2$  pour rendre l'uniformité du ferrailage de la dalle et pour ne pas compliquer les praticants (les ferrailleurs).

### 1.6.7 Vérification de la déflexion

Pour qu'il n'y ait pas de déflexion, il faut que  $d \geq \frac{\text{Portee}}{26 * \alpha}$

$$d \geq \frac{4.40}{26 * \alpha} , \quad \frac{M}{bd^2} = \frac{14.1 * 10^6}{1000 * 125^2} = 0.9$$

Du tableau 6.7 du livre " RCD by W.H.MOSLEY and J.H.Bungey, University of Liverpool, 4<sup>th</sup> Edition 1990", on tire  $\alpha = 1.55$

$$d \geq \frac{4400}{26 * 1.45} = 117 \text{mm} .$$

Puisque  $d=125\text{mm}$ , il n'y a pas de déflexion

### 1.5.8 Vérification de la fissuration.

BS810 exige que l'espacement des armatures ne soit pas supérieur à  $3d$ . Le plus grand espacement que nous avons est  $250\text{mm} < 3*117\text{mm} = 351\text{mm}$ . Donc, il n'y aura pas de fissuration.

## 2. ANALYSE ET DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

Pour les poutres de notre bâtiment, nous calculerons une poutre représentative des autres (celle-ci doit être la plus chargée). Ici on prend la poutre C-C

Pour retrouver les éléments de réduction, nous utilisons le programme SAP2000 et vérifiant par la méthode des trois moments (Clapeyron).

### 2.1 Calcul des Charges de dimensionnement

#### 1. La 1<sup>ère</sup> portée :

⇒ Le poids propre de la dalle supportée par la poutre :

$$= 25\text{kN/m}^3 * 1.2 \text{ m} * 0.15\text{m} = 4.5\text{kN/m}$$

⇒ Le poids propre du mur supporté par la poutre :

La hauteur du mur =  $2.6\text{m}$ , l'épaisseur du mur =  $0.20\text{m} + 2 * 0.02\text{m} = 0.24\text{m}$  (avec donc  $2\text{cm}$  de crépis sur deux faces : voir cahier des prescriptions techniques page 22 et BS8110-1:1997 section 2.4.1.1.a)

$$\text{Le poids propre du mur} = 18\text{kN/m}^3 * 0.24\text{m} * 2.6\text{m} = 12\text{kN/m}$$

⇒ Le poids propre de la poutre elle-même avec une hauteur de 45cm sous la dalle  
(BS8110-1 :1997 section 2.4.1.1.a) =  $25\text{kN/m}^3 \cdot 0.2\text{m} \cdot 0.45\text{m} = 2.25\text{kN/m}$

⇒ Le poids propre total  $G_k = 4.5\text{kN/m} + 12\text{kN/m} + 2.25\text{kN/m} = 18.75\text{kN/m}$

⇒ La charge d'exploitation sur la dalle ( $Q_k$ ), prenons  $q_k = 2.0\text{kN/m}^2$  pour une maison d'habitation.

$Q_k = q_k \cdot l$  avec  $l$ : largeur d'influence de la dalle sur la poutre,

$$Q_k = 2.0\text{kN/m}^2 \cdot 1.2\text{m} = 2.4\text{kN/m}$$

⇒ La charge totale de calcul  $Q_d = 1.4 G_k + 1.6 Q_k = 1.4 \cdot 18.75 + 1.6 \cdot 2.4 = 30.1\text{kN/m}$

### 2. La Deuxième portée

⇒ Le poids propre de la dalle =  $25\text{kN/m}^3 \cdot (1.2+1.8)\text{m} \cdot 0.15\text{m} = 11.25\text{kN/m}$

⇒ Le poids propre du mur supporté par la poutre =

$$18\text{kN/m}^3 \cdot 0.24\text{m} \cdot 2.6.0\text{m} = 12\text{kN/m}$$

⇒ Le poids propre de la poutre elle-même =  $2.25\text{kN/m}$

⇒ Le poids propre total  $G_k = 12\text{kN/m} + 11.25\text{kN/m} + 2.25\text{kN/m} = 25.5\text{kN/m}$

⇒ La charge d'exploitation sur la dalle  $Q_k = 2.0\text{kN/m}^2 \cdot 3\text{m} = 6\text{kN/m}$

⇒ La charge totale de calcul  $Q_d = 1.4 G_k + 1.6 Q_k = 1.4 \cdot 25.5 + 1.6 \cdot 6 = 64.6\text{kN/m}$

### 3. La Troisième portée

⇒ Le poids propre de la dalle supportée par la poutre :

$$= 25\text{kN/m}^3 \cdot 3.225\text{m} \cdot 0.15\text{m} = 12.1\text{kN/m}$$

⇒ Le poids propre du mur supporté par la poutre =  $18\text{kN/m}^3 \cdot 0.24\text{m} \cdot 2.6\text{m} = 11.3\text{kN/m}$

⇒ Le poids propre de la poutre elle-même =  $25\text{kN/m}^3 \cdot 0.2\text{m} \cdot 0.45\text{m} = 2.25\text{kN/m}$

⇒ Le poids propre total  $G_k = 12.1\text{kN/m} + 11.3\text{kN/m} + 2.25\text{kN/m} = 25.7\text{kN/m}$

⇒ La charge d'exploitation sur la dalle  $Q_k = 2.0\text{kN/m}^2 \cdot 3.225\text{m} = 6.45\text{kN/m}$

⇒ La charge totale de calcul  $Q_d = 1.4 G_k + 1.6 Q_k = 1.4 \cdot 25.7 + 1.6 \cdot 6.45 = 46.3 \text{ kN/m}$

En ce qui concerne le choix des conditions critiques de chargement, BS8110 recommande ce qui suit : (confère BS8110-1 :1997 section 3.2.1.2.2 : Choice of critical loading arrangements).

- Toutes les portées sollicitées par la charge maximale ultime de calcul ( $1.4G_k + 1.6Q_k$ ).
- Alternner les portées chargées par la charge maximale ultime de calcul et celles sollicitées par la charge minimale ultime ( $1.0G_k$ ).

Pour les poutres continues, le premier état de chargement donne le moment maximal négatif aux appuis intérieurs tandis que le deuxième état de chargement donne le moment positif maximal en travée. Nous avons donc deux schémas statiques pour la poutre considérée.

## 2.1.1 Calcul des éléments de réduction

### Calcul des moments

La formule générale s'écrit (de calcul des moments aux appuis),

Equation des trois moments :

$$M_{n-1}l_n + 2M_n(l_n + l_{n+1}) + M_{n+1}l_{n+1} = -\frac{6A_n a_n}{l_n} - \frac{6A_{n+1} b_{n+1}}{l_{n+1}}$$

Les diagrammes des moments sont des paraboles d'ordonnée  $M_{\max} = ql^2/8$

$A_n = \frac{2}{3}l_n \frac{q_n l_n^2}{8} = \frac{q_n l_n^3}{12}$ , le centre de gravité =  $a_n = b_n = l_n/2$ . Comme nous l'avons

mentionné au dessus, manuellement, nous trouvons :

Aux appuis :

$$M = 74.15 \text{ kNm}$$

En travées :

Pour le calcul du moment positif maximal en travée, nous utilisons le deuxième schéma statique.

La résolution donne :

$$M_2 = 129.68 \text{ kNm}$$

La hauteur minimale de la poutre est  $d \geq 4400/26 = 169.23 \text{ mm}$  c.-à-d.  $d \geq 169.23 \text{ mm}$

## 2.1.2 Calcul de l'effort tranchant

Pour notre cas les calculs et analyse nous donnent l'effort tranchant maximal égale à 255kN à l'appui intermédiaire.

## 2.2 Calcul des armatures

### 2.2.1 Armatures principales

En travée :

$$M_d = 129.68 \text{ kNm}$$

$$b_f = b_w + 0.7 * L/5 = 200 + 0.7 * 4400/5 = 816 \text{ mm}$$

La hauteur utile (effective)  $d = h - c - \varnothing_{\text{arm}} - \varnothing_{\text{étrier}}/2 = 450 - 25 - 16 - 8/2 = 405 \text{ mm}$

$K = 0.158 > K'$ , on a besoin d'armature de compression

$$A_s = \frac{M - 0.156b * d * d * f_{cu}}{0.95 * f_y(d - d')} = \frac{129.68 * 10^6 - 0.156 * 200 * 405 * 405 * 25}{0.95 * 400 * (405 - 40)} = 12.54 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0.13 * bh}{100} = \frac{0.13 * 200 * 450}{100} = 117 \text{ mm}^2$$

De l'équilibre on a  $A_s * 0.95 * f_y = 0.2 * b * d * f_{cu} + A_s * f_s$

$$A_s * 0.95 * 400 = 0.2 * 200 * 405 * 25 + 117 * 0.95 * 400$$

$$A_s = 1182.8 \text{ mm}^2$$

Ainsi nous choisissons 3 $\varnothing$ 16,  $A_{s \text{ pr}} = 603 \text{ mm}^2$  pour les armatures de compression et 6 $\varnothing$ 16,  $A_{s \text{ pr}} = 1206 \text{ mm}^2$

Aux appuis :

$$M_d = 74.15 \text{ kNm}$$

$$K = 0.09 \times K', Z = 0.95d$$

$$A_s = \frac{M_x}{0.95 \times f_y \times z} = \frac{74.15 \times 10^6}{0.95 \times 400 \times 0.89 \times 405} = 133.4 \text{ mm}^2$$

$$\text{Armatures minimales } A_{s \text{ min}} = \frac{0.13 \times bh}{100} = \frac{0.13 \times 816 \times 405}{100} = 429 \text{ mm}^2$$

Ainsi nous choisissons  $A_{s \text{ min}} : 3\emptyset 16$ ,  $A_{s \text{ pr}} = 603 \text{ mm}^2$

Ces armatures doivent être réparties uniformément sur la nappe supérieure

### 2.2.2 Armature d'étrier

$$\text{Vérification des étriers maximaux admissibles: } v = \frac{V}{bd} < 0.8 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 5 \text{ N/mm}^2$$

$$V = 255 \times 10^3 / 200 \times 405 = 3.15 \text{ N/mm}^2 \text{ Ok.}$$

$$\text{Choisissons les étriers minimaux : } A_{sv} = \frac{0.4bS_v}{0.87f_{sv}}$$

$$\text{Prenons } S_v = 300, A_{sv} = 0.4 \times 200 \times 250 / 0.87 \times 460 = 49.97 \text{ mm}^2$$

Soit  $\emptyset 8$  espacement de 200/cc

## 3 DIMENSIONNEMENT DES COLONNES

En admettant que les résultantes des réactions sont centrées sur les axes des colonnes, ces dernières sont soumises à une compression centrée.

Pour notre bâtiment nous calculerons la colonne la plus chargée.

a. Toiture

Pour cette dernière, la surface de la toiture est  $S = 8.7\text{m}^2$ .

L'inclinaison  $\alpha = 33^\circ$ ,  $S = 10.05\text{m}^2$

La charge de la toiture =  $0.50\text{kN/m}^2 * 10.05\text{m}^2 = 5.03\text{kN}$

Ferme légère =  $0.3\text{kN/m}^2 * 10.05\text{m}^2 = 3.02\text{kN}$

Panne et contreventement =  $0.1\text{kN/m}^2 * 10.05\text{m}^2 = 1.01\text{kN}$

Faux plafond =  $0.1\text{kN/m}^2 * 10.05\text{m}^2 = 1.01\text{kN}$

Charge permanente =  $(5.03 + 3.02 + 1.01 + 1.01)\text{kN} = 10.07\text{kN}$

La charge d'exploitation avec effet maximal de  $0.9\text{kN}$ , est

=  $0.25\text{kN/m}^2 * 10.05\text{m}^2 + 0.9\text{kN} = 3.42\text{kN}$

La charge de calcul  $Q_c = 1.4 * 10.07 + 1.6 * 3.42 = 19.57\text{kN}$

b. Charge totale de dimensionnement

Après les analyses et le calcul, nous trouvons une charge ultime de calcul, pour la colonne la plus chargée, égale à :  $Q_c = 521\text{kN}$

### 3.1. Dimensionnement

#### Vérification de l'élançement

La hauteur utile de la colonne est  $l_c = \beta * l$  avec  $\beta$  coefficient dépendant des conditions aux extrémités.

$$l_c = 0.5 * 3.1 = 1.55\text{m}$$

$$\rightarrow l_c/b = 1.55/0.20 = 7.75 < 15, \quad l_c/h = 1.55/0.20 = 7.75 < 15$$

Nous sommes donc en présence des colonnes courtes qui ne peuvent périr que par écrasement.

### Armatures longitudinales.

La section d'armatures est à peu près égale à 3% de la section du béton.

La charge de la colonne est  $N = 0.4f_{cu} * bh + 0.8f_y A_{sc}$

$$\rightarrow A_{sc} = \frac{N - 0.4 * f_{cu} * bh}{0.8f_y - 0.4f_{cu}} = \frac{521 * 10^3 - 0.4 * 25 * 200^2}{0.8 * 400 - 0.4 * 25} = 390 \text{ mm}^2$$

Nous prendrons 4Ø16

Avec  $A_{sp} = 804 \text{ mm}^2$

Etriers  $\geq 1/4$  du diamètre de la plus grande armature de compression

$$\geq 16/4 = 4 \rightarrow \text{Ø}8 \text{ mm}$$

Espacement  $\leq 12 * \text{le diamètre de la plus petite armature de compression}$

$$\leq 12 * 16 = 192 \text{ mm}, \text{ prenons } S_v = 200 \text{ mm}$$

### Vérification du ferrailage

Le pourcentage de la section des armatures sur celle de la colonne en Béton Armé ne doit pas dépasser 6.0.

$$\frac{100A_{sc}}{A_c} < 6.0 \quad \rightarrow \quad \frac{100 * 390}{40000} = 0.98 < 6.0 \text{ Ok.}$$

## 4 DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES

### 4.1 Pré-dimensionnement

La capacité portante du sol en place est :  $q_{adm} = 250 \text{ kN/m}^2$ .

La colonne est de  $200 * 200 \text{ mm}^2$ , sous colonne de  $1500 \text{ mm}$ .

$$\text{La surface de la semelle } A = \frac{521 \text{ kN}}{400 \text{ kN/m}^2} = 1.3025 \text{ m}^2$$

Considérant une semelle carrée  $B = H = 1.2 \text{ m}$ , prenons  $B = H = 1.2 \text{ m}$

$$\text{Poids propre de la semelle } W_1 = (0.20 * 0.20 * 1.2 + 1.2 * 1.2 * 0.5) \text{ m}^3 * 25 \text{ kN/m}^3 = 19.2 \text{ kN}$$

Poids propre du remblai sur la semelle  $W_2 = 20 \cdot (B-b) \cdot L \cdot (D-h) = 20 \cdot 1.0 \cdot 1.2 \cdot 1 \text{ kN} = 24 \text{ kN}$

La pression superficielle  $q_o = N_d / (B \cdot L) < q_{adm} = 400 \text{ kN/m}^2$  soit  $B \cdot L \geq N_d / q_{adm}$

$N_d$  est une force axiale de dimensionnement aux états limites.

$$N_d = N + 1.4 \cdot (W_1 + W_2)$$

$$= 521 + 1.4 \cdot (19.2 + 34) = 564.2 \text{ kN}$$

$$B \cdot L \geq N_d / q_{adm} = 564.2 / 400 = 1.41 \text{ m}^2$$

Considérant une semelle carrée  $B = H = 1.20 \text{ m}$ , prenons  $B = H = 1.20 \text{ m}$

#### 4.2 Vérification aux Etats Limites

$$N_d = 564.2 \text{ kN}$$

$$q_o = N_d / (B \cdot L) = 564.2 / 1.2^2 = 391 \text{ kN/m}^2 < q_{adm} = 400 \text{ kN/m}^2 \text{ (OK)}$$

$$L' épaisseur effective  $d = h - c - \phi / 2 = 300 - 50 - 16 / 2 = 242 \text{ mm}$$$

Contrainte de cisaillement au nu de la colonne  $\gamma_c = N_d / (p \cdot d)$ , avec  $p =$  périmètre de la section de la colonne et  $p = 1.5h \cdot 2\pi + 4 \cdot 200 = 1.5 \cdot 300 \cdot 2 \cdot \pi + 800 = 3627.43 \text{ mm}$ .

$$\gamma_c = 564.2 \cdot 10^3 / (3627.43 \cdot 242) = 0.64 \text{ N/mm}^2$$

$$0.8\sqrt{f_{cu}} = 0.8\sqrt{25} = 4.00 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_c < 0.8\sqrt{f_{cu}} \text{ (OK)}$$

#### 4.3 Cisaillement par poinçonnement

Le périmètre critique = périmètre +  $8 \cdot 1.5d$

$$= 3627.43 + 8 \cdot 1.5 \cdot 242 = 6531.43 \text{ mm}$$

$$\text{Surface critique } S_{cr} = (200 + 3d)^2 = (200 + 3 \cdot 242)^2 = 0.86 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

Force de cisaillement  $V = q_o \cdot (B \cdot L - S_{cr})$

$$= 391 \cdot (1.2^2 - 0.86) = 226.78 \text{ kN}$$

Contrainte de cisaillement  $\tau = V / (p \cdot d)$

$$= 226.78 \cdot 10^3 / (3627.43 \cdot 242) = 0.26 \text{ N/mm}^2$$

#### 4.4 Armatures de flexion (pour la nappe inférieure)

Le moment fléchissant selon l'axe x,  $M_x = q_o \cdot (B \cdot (L - 200) / 2 \cdot (L - 200) / 4)$

$$M_x = 391 \cdot (1.2 \cdot (1.2 - 0.20) / 2 \cdot (1.2 - 0.20) / 4) = 58.65 \text{ kNm}$$

Pour le béton :

$$M_u = 0.156 f_{cub} d^2$$

$$= 0.156 \cdot 25 \cdot 200 \cdot 242^2 \cdot 10^{-6} = 45.7 \text{ kNm} < 58.05 \text{ kNm}$$

$$K = 0.04 \rightarrow Z = 0.96d > 0.95d, \text{ alors } Z = 0.95d \rightarrow Z = 229.9 \text{ mm}$$

$$A_s = M / (0.87 f_y Z)$$

$$A_s = 725.6 \text{ mm}^2, \text{ Prévoir } \emptyset 12 @ 150 \text{ mm}, A_{s \text{ pr}} = 753 \text{ mm}^2$$

Vérification du poinçonnement :

$$100 A_s / (B \cdot h) = 100 \cdot 753 / (1200 \cdot 300) = 0.21 < 0.55, \text{ l'épaisseur } h = 0.3 \text{ m suffit}$$

#### 4.5 Armatures de flexion (pour la nappe supérieure)

Le moment fléchissant selon l'axe y,  $M_y = M_x = 58.05 \text{ kNm}$  car la semelle ainsi que la colonne sont des carrées, par conséquent  $A_{s y} = A_{s x} = 725.6 \text{ mm}^2$

Prévoir  $\emptyset 12 @ 150 \text{ mm}$

## 5 CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS

Le "code of practice CP 110" donne les règlements suivants pour le dimensionnement de l'escalier :

	Bâtiment privé	Bâtiment Public
Hauteur de marche R	< 220mm	< 190mm
Marche G	> 220mm	> 230mm
Pente S	< 42°	< 38°
Nombre de marches par volée n	–	< 16

### 5.1 Hypothèses de calcul

Règle générale :  $700\text{mm} > G+2R > 550\text{mm}$

$R = 170\text{mm}$

On a 19 contres marches

$G = 330\text{mm}$

#### 5.1.1 Calcul

La longueur inclinée  $= \sqrt{(2.95^2 + 1.5^2)} = 3.3\text{m}$ ,

L'angle d'inclinaison  $\alpha = \arctg(0.170/0.33) = 27.25^\circ$

Alors  $h = 0.33 * \sin 27.25^\circ = 0.151\text{m}$

Estimation de l'épaisseur h de la paille :

Epaisseur de la paille  $H_1 = \text{Portée}/26 = 3300/26 = 126.9\text{mm}$

L'épaisseur H de calcul de la paille  $H = H_1 + h/2 = 126.9 + 151/2 = 202.4\text{mm}$

Prenons  $H = 210\text{mm}$

### 5.1.2 Sollicitation de l'escalier

Le poids propre =  $25 \times 0.21 = 5.25 \text{ kN/m}^2$

Finition =  $1.0 \text{ kN/m}^2$

Total =  $6.25 \text{ kN/m}^2$

En portant cette charge dans le plan on a :  $6.25 \times \sqrt{(0.17^2 + 0.35^2)} / 0.3 = 7.74 \text{ kN/m}^2$

Le poids des marches =  $0.17 \times 25 / 2 = 2.125 \text{ kN/m}^2$

Le poids propre est donc  $7.74 + 2.125 = 9.865 \text{ kN/m}^2$

Surcharge d'exploitation =  $2 \text{ kN/m}^2$

L'épaisseur effective  $d = h - c - \phi / 2$

$$d = 150 - 25 - 12 / 2 = 119 \text{ mm}$$

La charge de dimensionnement  $Q_d = 1.4 G_k + 1.6 Q_k = 1.4 \times 9.865 + 1.6 \times 2 = 17.011 \text{ kN/m}^2$

Pour 1m de largeur,  $Q_d = 17.011 \text{ kN/m}$

Le moment de dimensionnement  $M = Q_d \times l^2 / 8 = 17.011 \times 3.3^2 / 8 = 23.15 \text{ kNm}$

### 5.2 Les armatures de flexion

$K = 0.065$ ,  $Z = 0.92d = 110 \text{ mm}$

$A_s = 23.15 \times 10^6 / (0.87 \times 400 \times 110) = 604.8 \text{ mm}^2$

On choisit  $\phi 10 @ 125 \text{ mm}$ ,  $A_{spr} = 628 \text{ mm}^2$

### 5.3 Les armatures de distribution

$A_{sc} = 0.13 \times b h / 100 = 0.13 \times 1000 \times 88.5 / 100 = 115.05 \text{ mm}^2$

On choisit  $\phi 10 @ 250 \text{ mm}$

### 5.4 Les armatures de distribution

$A_{sc} = 0.13 \times b h / 100 = 0.13 \times 1000 \times 88.5 / 100 = 115.05 \text{ mm}^2$

On choisit  $\phi 10 @ 250 \text{ mm}$

### 5.5 Vérification de l'effort tranchant

$$\text{Effort tranchant } V = Q_d \cdot l / 2 = 17.011 \cdot 3.3 / 2 = 28.07 \text{ kN}$$

La contrainte de cisaillement  $\gamma = V / (b \cdot d) = 28.07 \cdot 10^3 / (1000 \cdot 119) = 0.24 \text{ N/mm}^2 <$   
admissible  $\gamma_c = 0.5 \text{ N/mm}^2$ , donc il n'y aura donc pas de problème de cisaillement dans  
l'escalier

### 5.6 Vérification de l'escalier

$$\text{L'angle d'inclinaison de l'escalier} = \arctg(0.17 / 0.33) = 27.25^\circ < 38^\circ$$

$550 \text{ mm} < G + 2R = 300 + 2 \cdot 170 = 640 \text{ mm} < 700 \text{ mm}$ , L'escalier est donc satisfaisante.

#### 5.6.1 Contrôle de la flèche

Adhérence des armatures :

$$f_{bs} = V / (7 \cdot \emptyset \cdot \pi \cdot d) = 28.07 \cdot 10^3 / (7 \cdot 12 \cdot \pi \cdot 119) = 0.895 \text{ N/mm}^2$$

La contrainte admissible d'adhérence d'armatures pour les barres pleine :  $f_a = 2.0 \text{ N/mm}^2$

La flèche est contrôlée car  $f_{bs} < f_a$

#### 5.6.2 Contrôle de la fissuration

Si l'espacement des barres principales est inférieur à  $3d$ , il n'y aura pas de fissuration

$$3d = 3 \cdot 119 = 357 \text{ mm}$$

Il n'y a pas de fissuration car l'espacement des barres principales est de  $250 \text{ mm}$  pour  $\emptyset 10$ .

## 6 Schéma de détail des armatures

En Annexe

**THE REPUBLIC OF RWANDA**  
**THE ENGINEERING COUNCIL**

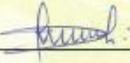


***Practicing Certificate (Valid for 2017 Only)***

This is to certify that **DUSENAYO Theoneste** has been certified as an **Engineer**  
 Pursuant to and in accordance with the terms and conditions of the law N° 26/2012 of 29/06/2012 governing the engineering  
 profession in Rwanda in witness where of the common seal has been hereto affixed at a meeting of the council  
 held on **28th** Day of **Oct, 2015**

Chapter of: **Civil Engineering**

Membership Rank: **Corporate Member**

  
**Eng. NKUBANA Dismas**

COUNCIL CHAIRMAN

Date: **09/03/2017**



  
**Eng. John KALAMAGYE**

COUNCIL REGISTRAR

Membership N° A 382/EC/IER/ 2015

Fait à Kigali, le 20/12/2016

Ir DUSENAYO Theoneste