

b- Méthode de LOUIS DURET

Tableau 31 : Calcul du débit de crue par la méthode de LOUIS DURET

	$T[ans]$	$H(24;F)$	$S[km^2]$	$I[m/km]$	$Q[m^3/s]$
BV 2	10	140	18,06	81,10	149,44
	25	183			218,68
	50	225			290,06
	100	275			383,92

VI.2.1.2- Spécificité de l'étude

Il y a lieu de mentionner que l'écroulement de l'ouvrage existant (buse métallique  $\Phi$  3000) provient de la crue débordante de la rivière afférente au BV<sub>2</sub>, sise en aval de l'ouvrage, qui est prévu juste pour entonner le débit du ruisseau ou bassin versant BV<sub>1</sub>.

A cet effet, il faut déterminer les débits à prendre en considération pour le dimensionnement de notre ouvrage.

Le débit de crue à prendre en compte est donc :  $Q_0 = Q_{01} + Q_{02}$  avec  $Q_{02} = Q_{BV2} - Q_{i2}$

- $Q_0$  : débit de crue pour l'ouvrage
- $Q_{01}$  : débit pour l'ouvrage issu du BV1
- $Q_{02}$  : débit pour l'ouvrage issu du BV2
- $Q_{BV2}$  : débit de crue du BV2
- $Q_{i2}$  : débit de crue intrinsèque au BV2

$Q_{02}$  est déterminé à partir de la différence des côtes entre le fond de l'ouvrage suivant l'état initial et la côte atteint par la crue (mesure sur terrain).

Le schéma suivant peut servir d'illustration pour mieux comprendre ces débits caractéristiques de l'ouvrage :

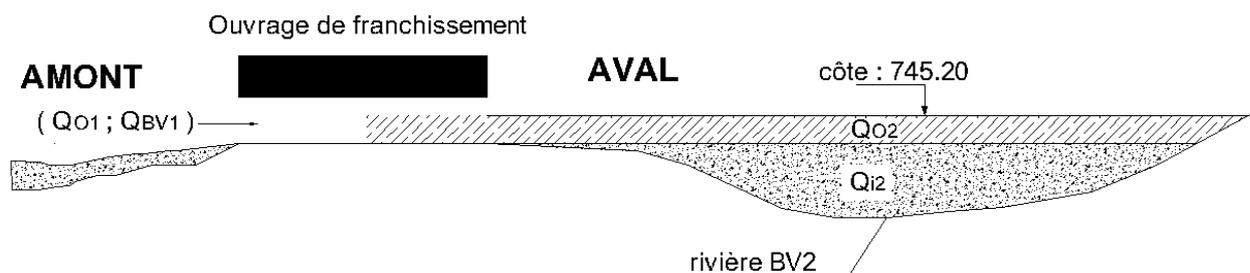


Figure 5 : Débits caractéristiques de l'ouvrage

Connaissant les caractéristiques des sections de contrôle ou de calcul, on détermine les débits suivant la formule de Manning Strickler ( $Q = VS$  et  $V = KR^{2/3}I^{1/2}$ ) et on aboutit aux résultats suivants :

Tableau 32 : Calcul du débit à prendre en compte pour le dimensionnement de l'ouvrage

Désignation	$Q_{50}$ [ $m^3/s$ ]	Vitesse [ $m/s$ ]	Largeur [ $m$ ]	Hauteur [ $m$ ]	Surface [ $m^2$ ]
$Q_{BV2}$	290,06	4,86	16,60	2,69	59,69
$Q_{02}$	90,61	4,86	17,00	0,98	18,65
<b>Débit à prendre en compte</b> [ $m^3/s$ ]			<b>141,40</b>		

Ainsi  $Q_0 = Q_{02} + Q_{01} = 90,61 + 50,79 [m^3/s] = 141,40 [m^3/s]$

## VI.2.2- Calage de l'ouvrage

### VI.2.2.1- Détermination de la côte naturelle de l'eau

La hauteur naturelle de l'eau est déterminée à partir de la crue de projet, qui est elle-même estimée par les méthodes hydrologiques. Pour un ouvrage hydraulique le long de l'axe d'une route, plusieurs formules dérivant de la formule de CHEZY permettent d'obtenir avec une approximation acceptable, le niveau de crue. La formule la plus usitée est celle de MANNING-STRICKLER qui s'exprime comme suit :

$$Q = V \cdot S = K \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \cdot S = K \cdot \left(\frac{S}{P}\right)^{2/3} \cdot I^{1/2} \cdot S$$

Avec :  $V$  : vitesse moyenne de l'eau [ $m/s$ ]

$R$  : rayon hydraulique [ $m$ ]

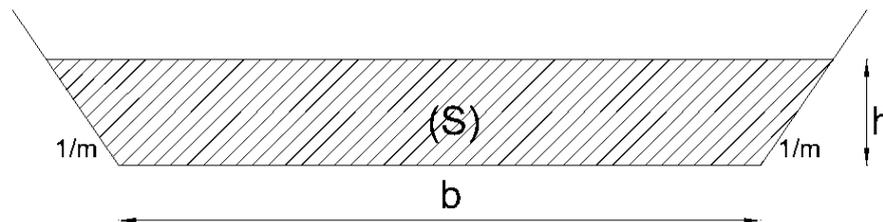
$K$  : coefficient de rugosité

$S$  : section mouillée [ $m^2$ ]

$P$  : périmètre mouillé [ $m$ ]

$I$  : pente moyenne du lit de la rivière [ $m/m$ ]

On assimile le profil en travers de la rivière dans la zone de franchissement à une section trapézoïdale fictive de base  $b$ , qui est égale à l'ouverture de la rivière pendant la période d'étiage, de pente  $1/m$  (avec  $m$  fruit des berges) et de hauteur  $h$ .



**Figure 6 : Modélisation de calcul pour le calcul de  $h$**

On a alors les expressions suivantes :

$$S = (b + mh)h$$

$$P = b + 2h\sqrt{1 + m^2}$$

Avec :  $b = 10$

$$m = 1,41$$

La pente du cours d'eau au droit de l'ouvrage est  $I = 0,0118 m/m$

Nous adopterons aussi un coefficient de rugosité  $K = 25$  : cas d'un cours d'eau naturel sans gué avec berges et fond en mauvais état présentant quelques herbes et pierres.

a- Principe de calcul

Il consiste à donner à une valeur arbitraire à  $H$ , qui est la hauteur d'eau naturelle, et de calculer le débit  $Q$  correspondant. On refait le calcul jusqu'à ce qu'on obtient une valeur proche du débit  $Q$  à évacuer.

b- Valeur de  $Q$  en fonction de  $h$

Comme notre étude se base sur la conception d'un ouvrage de franchissement adaptée à notre site, nous aurons donc deux débits  $Q_{10}$  et  $Q_{50}$  à considérer.

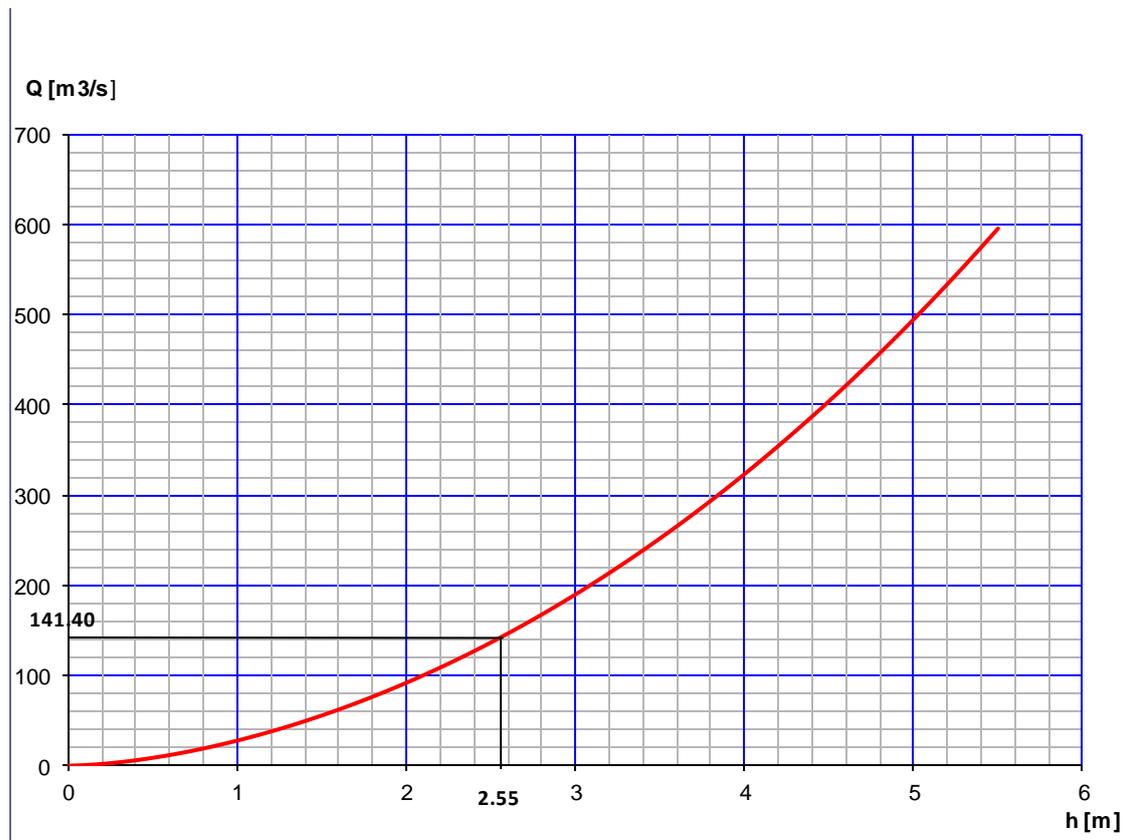
Les tableaux suivants nous montrent les valeurs des débits en fonction de la hauteur d'eau :

**Tableau 33 : Calcul de la hauteur naturelle de l'eau**

$h$ [m]	$P$ [m]	$S$ m <sup>2</sup>	$R$ [m]	$Q$ [m <sup>3</sup> /s]
1,00	13,46	11,41	0,85	27,72
1,50	15,20	18,18	1,20	55,57
2,00	16,93	25,66	1,52	91,80
2,50	18,66	33,84	1,81	136,45
3,00	20,39	42,73	2,10	189,72
3,50	23,12	55,82	2,41	272,41

c- Courbe de tarage

A l'aide du tableau ci-dessus, on peut construire la courbe dit de tarage : c'est une courbe donnant le débit en fonction de la hauteur d'eau selon la formule de MANNING-STRICKLER.



**Figure 7 : Courbe de tarage**

D'après cette courbe, on trouve  $h = 2,55$  m qui est la hauteur d'eau correspondant au débit  $Q = 141,40$  m<sup>3</sup>/s.

### VI.2.2.2- Tirant d'air et revanche

Un cours d'eau charrie très souvent détritits, corps flottants, branchages, souches, etc...qui peuvent, au passage d'un ouvrage de franchissement, s'accrocher et boucher peu à peu les sections d'écoulement, mettant ainsi l'ouvrage en danger d'être en charge. C'est pourquoi il est nécessaire de prévoir un tirant d'air pour diminuer ce risque d'obstruction partielle ou totale du pont.

Le tirant d'air dépend d'une part des risques de charriages de surface et d'autre part de l'importance de l'ouvrage concerné.

Dans notre cas, on adoptera un tirant d'air de **1,50 m** correspondant à une zone de savane pour un pont de longueur inférieur à 50 m. (Source : *Hydraulique routière*)

Par contre, dans le cas des dalots et des buses, qui sont souvent appelés à fonctionner en charge, la notion de tirant d'air n'existe plus et est remplacée par la revanche. Elle est destinée à constituer une sécurité contre les déversements de l'eau par-dessus les remblais, par suite des vagues formées par le vent.

Plusieurs auteurs ont proposés diverses formules pour calculer la hauteur des vagues. Ainsi, MALLET et PACQUANT donnent la formule suivante :

$$h = \frac{1}{2} + \frac{\sqrt{L}}{3}$$

Où  $h$  : hauteur des vagues [m]

$L$  : longueur du plan d'eau amont [km]

Ces vagues se propagent à la vitesse  $V$  [m/s] donnée par :

$$V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} h$$

La revanche  $R$  [m] est alors :

$$R = h + \frac{V^2}{2g}$$

Dans le cas de notre étude = 1,90 km .

On obtient alors : 
$$\begin{cases} h = 0,96 \text{ m} \\ V = 2,14 \text{ km} \\ R = 1,20 \text{ m} \end{cases}$$

On aura alors une revanche  **$R = 1,20 \text{ m}$**

### VI.2.2.3- Surélévation du niveau de l'eau

Un ouvrage de franchissement et ses remblais d'accès provoquent en général un étranglement de la section d'écoulement d'un cours d'eau. Les pertes de charge qui en résultent entraînent, pour un débit donné, une surélévation du niveau de l'eau, surélévation qu'il faut calculer pour déterminer les caractéristiques de l'ouvrage et des remblais d'accès, ainsi que les dispositifs de protection destinés à assurer leur pérennité.

Cette surélévation du niveau de l'eau est donc déterminée par le théorème de BERNOULLI :

$$\Delta Z = \frac{Q^2}{2gC^2S_0^2} - \alpha \frac{V_{AM}^2}{2g} + \Delta h_f$$

Où  $Q$  : le débit de crue du projet [ $m^3/s$ ]  
 $g$  : l'accélération de la pesanteur [ $m/s^2$ ]  
 $C$  : le coefficient de débit (sans dimension)  
 $S_0$  : le débouché du pont correspondant au débit  $Q$  [ $m^2$ ]  
 $\alpha$  : le coefficient sans dimension représentant la distribution des vitesses dans la section considérée  
 $V_{AM}$  : la vitesse moyenne en amont [ $m/s$ ]  
 $\Delta h_f$  : la perte de charge par frottement [ $m$ ]  
 $\Delta Z$  : la surélévation de la ligne d'eau entre l'amont et l'aval [ $m$ ]

L'indice 0 se réfère à l'ouvrage de franchissement, l'indice AM à l'amont, et l'indice AV à l'aval.

Comme nous pouvons le constater, cette surélévation est constituée par trois facteurs :

$\frac{Q^2}{2gC^2S_0^2}$  : perte de charge due aux caractéristiques hydrauliques de l'ouvrage

$\frac{-\alpha V_{AM}^2}{2g}$  : hauteur d'eau correspondante à la pression dynamique en amont

$\Delta h_f$  : Perte de charge par frottement

Comme la rivière Antetazamena ne présente qu'un seul lit à l'emplacement de l'ouvrage, le coefficient de transfert amont  $T_{AM}$  est égale au coefficient de transfert au droit de l'ouvrage  $T_0$ .

Par conséquent, le coefficient de transfert relatif est tel que :

$$m = 1 - \frac{T_{AM}}{T_0} = 0$$

a- Perte de charge due aux caractéristiques hydrauliques

a.1- Coefficient de débit  $C$

Sous sa forme générale, ce coefficient de débit s'écrit :

$$C = C_C C_E C_\theta C_F C_Y C_X$$

Où  $C_C$  : coefficient de contraction

$C_E$  : coefficient dû aux conditions d'entrée

$C_\theta$  : coefficient dû au biais  $\theta$  que forme le pont avec la perpendiculaire aux lignes d'écoulement

$C_F$  : coefficient dû à l'influence du nombre de FROUDE

$C_Y$  : coefficient dû à l'influence de la profondeur relative de l'eau au droit du pont

$C_X$  : coefficient dû à l'excentrement du pont par rapport à l'écoulement majeur

On prévoit un pont non excentré à une travée, à culées verticales sans mur en aile, remblais talutées à 1/1, avec un biais  $\theta = 15^\circ$  par rapport à la perpendiculaire aux lignes d'écoulement.

On trouve les valeurs suivantes d'après l'Annexe 14:

$$C_C = 1 \quad C_F = 1,30$$

$$C_E = 1 \quad C_Y = 1$$

$$C_\theta = 0,96 \quad C_X = 1$$

On a ainsi :  $C = 0,96 \times 1,30 = 1,25$

### a.2- Calcul de la perte de charge

Après avoir trouvé le coefficient de débit  $C$ , on peut passer le calcul de la perte de charge due aux caractéristiques hydraulique :

$$\begin{aligned} Q &= 141,40 \text{ m}^3/\text{s} \\ g &= 9,81 \text{ m/s}^2 \\ S_0 &= 34,71 \text{ m}^2 \\ \frac{Q^2}{2gC^2S_0^2} &= 0,54 \text{ m} \end{aligned}$$

### b- Hauteur d'eau correspondant à la pression dynamique

La pression dynamique amont est définie par :  $\propto \frac{V_{AM}^2}{2g}$

Le coefficient  $\alpha$  traduit la distribution des vitesses à l'amont de l'ouvrage dans une section suffisamment éloignée pour ne pas en subir les perturbations. Il est donné par la relation :

$$\alpha = \frac{S_{AM}^2}{T_{AM}^3} \sum \frac{T_{iAM}^3}{S_{iAM}^2}$$

Où  $T_{iAM}^3$  représente le coefficient de transfert relatif à chaque élément d'aire  $S_{iAM}^2$  (avec  $\sum S_{iAM} = S_{AM}$  et  $\sum T_{iAM} = T_{AM}$ )

On a alors :

$$\alpha = \frac{S_{AM}^2}{T_{AM}^3} (K_{AM}^3 R_{AM}^2 S_{AM}) = 1$$

La pression dynamique est alors :

$$\alpha \frac{V_{AM}^2}{2g} = \frac{16,61}{2 \times 9,81} = 0,84 \text{ m}$$

### c- Perte de charge par frottement

Elle se calcule par la formule suivante :

$$\Delta h_f = L_{AM} \left( \frac{Q}{T_{AM}} \right)^2 + b \left( \frac{Q}{T_0} \right)^2$$

$L_{AM}$  : désigne la distance entre l'ouvrage et une section amont suffisamment loin des perturbations provoquées par l'ouvrage. En général, on prend la formule empirique telle que :  $L_{AM} = B_0 = 24 \text{ m}$ ,  $B_0$  le débouché linéaire du pont.

$b$  : largeur moyenne des culées

$$\text{D'où } \Delta h_f = 24 \left( \frac{140,53}{1304,45} \right)^2 + 10 \left( \frac{140,53}{1304,45} \right)^2 = 0,40 \text{ m}$$

Finalement, pour notre étude on aura :

$$\Delta Z = \frac{Q^2}{2gC^2S_0^2} - \alpha \frac{V_{AM}^2}{2g} + \Delta h_f = 0,10 \text{ m}$$

**VI.2.2.4- PHEC**

La PHEC s'obtient par :  $PHEC = h + \Delta Z$

$h$  : Côte naturelle de l'eau

$\Delta Z$  : surélévation due au remblai d'accès

$$PHEC = 2,55 \text{ m} + 0,10 \text{ m} = 2,65 \text{ m}$$

**VI.2.2.5- Côte des sous poutres**

La côte minimale des sous poutres est donnée par :

$$Côte_{min} \text{ sous poutre} = PHEC + \text{tirant d'air}$$

Soit :

$$CSP_{min} = 2,65 \text{ m} + 1,50 \text{ m} = 4,15 \text{ m}$$

## CHAPITRE VII : PROPOSITION ET ANALYSE DES VARIANTES

Le but de ce chapitre est de trouver la variante qui possède la structure la plus rationnelle du point de vue faisabilité, technique et économique en tenant compte des contraintes d'ordre naturel et fonctionnel.

La comparaison des variantes sera effectuée suivant les critères ci-après :

- Le coût de construction ;
- L'architecture ;
- La technique et durée d'exécution ;
- La durabilité de l'ouvrage ;
- La condition d'entretien.

### VII.1- Hypothèses générales et données de base

#### VII.1.1- Poids volumiques des matériaux

- Béton armé.....2,50 [ $T/m^3$ ]
- Revêtement chaussée.....2,30 [ $T/m^3$ ]
- Acier.....7,85 [ $T/m^3$ ]

#### VII.1.2- Ratio en acier d'armatures

Pour chaque élément de la structure, les masses des armatures dans un mètre cube de béton sont :

- Superstructure.....150 [ $kg/m^3$ ]
- Culée.....110 [ $kg/m^3$ ]
- Fondation.....80 [ $kg/m^3$ ]

Source : Entreprise COLAS

#### VII.1.3- Prix unitaire des matériaux de construction

Pour l'estimation du coût de la construction, ci-après les prix unitaires des matériaux :

- Béton.....568 450 [ $Ar/m^3$ ]
- Acier d'armature.....8 400 [ $Ar/kg$ ]
- Garde-corps.....369 800 [ $Ar/ml$ ]
- Forage pour pieux.....226 000 [ $Ar/m^3$ ]
- Remblai.....22 715 [ $Ar/m^3$ ]

Source : Entreprise COLAS

#### VII.1.4- Surcharge d'exploitation

Les surcharges d'exploitation équivalentes au système de surcharge  $B_C$  sont considérées comme uniformément réparties :

- Surcharges dues aux camions :

Transmises par les piliers :

$$q_1 = 2,13 \text{ T/m pour une longueur de travée inférieure à 30m}$$

Transmises par les culées :

$$q_1 = 4,10 \text{ T/m pour une travée de 12m}$$

$$q_1 = 3,18 \text{ T/m pour une travée de 18m}$$

$$q_1 = 2,75 \text{ T/m pour une travée de 24m}$$

$$q_1 = 2,44 \text{ T/m pour une travée de 33m}$$

- Surcharges dues aux piétons :

$$q_2 = 0,45 \text{ T/m}$$

Les coefficients de sécurité relatifs aux conditions de travail des pieux sont :

$$\gamma_p = 1,4 \text{ pour les pieux sous pilier}$$

$$\gamma_p = 1,6 \text{ pour les pieux sous culée}$$

## VII.2- Proposition des variantes

On propose trois variantes :

- Pont en Béton armée à poutres sous chaussées à travée unique de 24m ;
- Dalot à ouverture multiples ( $n > 2$ ) ;
- Dalot double (variante prise par l'administration) ;

### VII.2.1- Variante n°01

La variante n°01 est un pont en béton armé à poutres sous chaussée à travée unique de 24m.

#### VII.2.1.1- Détermination de la travée de calcul

Les valeurs approximatives de la travée de calcul  $l$  et de la longueur totale de la poutre  $l_1$  sont calculées à partir des formules suivantes :

$$l[m] = 1,05l_0 + 0,60$$

$$l_1[m] = 1,07l_0 + 0,65$$

Avec  $l_0$  la portée libre

Comme on a  $l_1 = 24,00 \text{ m}$ , on obtient alors  $l = 23,51 \text{ m}$

### VII.2.1.2- Prédimensionnement de la superstructure

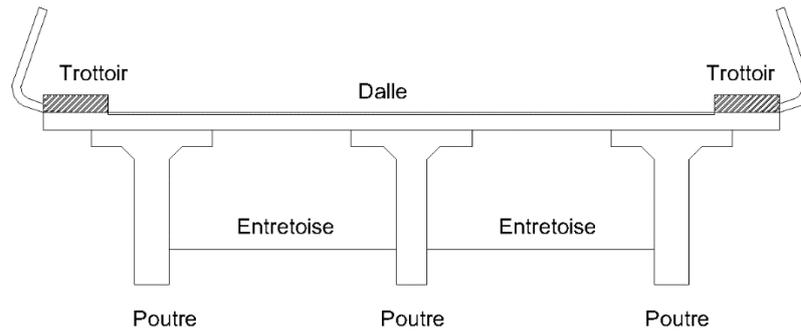


Figure 8 : Coupe transversale de la superstructure

#### a- Dalle du tablier

La condition de non poinçonnement s'écrit :

$$15 \text{ cm} \leq e_d \leq 25 \text{ cm}$$

Prenons alors  $e_d = 20 \text{ cm}$  comme épaisseur de la dalle.

#### b- Poutres principales

##### b.1- Hauteur

Elle est définie par :  $\frac{l}{16} \leq h_p \leq \frac{l}{11}$

On trouve  $1,47 \text{ m} \leq h_p \leq 2,13 \text{ m}$ .

Prenons  $h_p = 1,80 \text{ m}$

##### b.2- Nombre de poutres

Tableau 34 : Tableau de référence pour le nombre de poutres sous chaussée

Largeur utile	6	9	11	14	17
Nombre de poutres	2	3	4	5	6

Comme on a un pont à deux voies de 7m de largeur, nous allons prendre un nombre de poutre égal à 3.

##### b.3- Distance entraxe des poutres

Soit X cette distance ; la condition s'écrit :  $2,50 \text{ m} \leq X \leq 3,50 \text{ m}$ .

Prenons  $X = 3,00 \text{ m}$

##### b.4- Largeur de l'âme

La largeur de l'âme  $b_0$  est donnée par la relation :  $b_0 \geq \Psi \cdot h$

avec  $0,20 \leq \Psi \leq 0,50$  et  $h = 0,9h_p = 1,62 \text{ m}$

Donc  $0,32 \leq b_0 \leq 0,81$  ;

Soit :

- pour la section médiane :  $b_0 = 0,35 \text{ m}$
- pour les sections d'about :  $b_0 = 0,40 \text{ m}$

**b.5- Largeur de la table de compression**

Elle est obtenue par la relation suivante :  $0,60h_p \leq b \leq 0,80h_p$

Soit  $1,08 \leq b \leq 1,44$

Prenons  $b = 1,40 \text{ m}$  et avec une hauteur  $h_0 = 0,20 \text{ m}$

**b.6- Gousset**

Pour le gousset, on va prendre une valeur légèrement en dessous de la hauteur de la table de compression, soit  $g_s = 0,15 \text{ m}$

**c- Entretoise****c.1- Hauteur**

La hauteur de l'entretoise est voisine de celle de la poutre principale, mais il est préférable de la diminuer légèrement par rapport à cette dernière. Soit  $h_e = 1,40 \text{ m}$ .

**c.2- Epaisseur**

L'épaisseur de l'entretoise est dictée par la condition suivante :  $0,30 \text{ m} \leq b_e \leq 0,50 \text{ m}$ .

Prenons  $b_e = 0,30 \text{ m}$

**c.3- Nombre**

Pour déterminer le nombre d'entretoises, il faut d'abord calculer leur distance entraxe :

$$3h_p \leq d_e \leq 5,5h_p$$

Soit :  $5,40 \leq d_e \leq 9,90$

Prenons  $d_e = 7,74 \text{ m}$  puisque  $L = 23,51 \text{ m}$ . Soit un nombre de 4 entretoises dont 2 sur appuis et 2 intermédiaires.

**d- Revêtement du tablier**

Le tablier en BA est revêtu d'une couche d'enrobé dense à chaud (EDC) de 0,04 m d'épaisseur.

**e- Gargouille et garde-corps**

Les gargouilles seront constituées de tubes en éternit ou en aluminium de 8 cm de diamètre.

Les garde-corps seront constitués de tubes et profilés en acier doux soudables, d'une hauteur de 0,90 m.

**➤ Estimation des quantités des matériaux de la superstructure****❖ Volume du béton**

- Poutre :  $V_{Poutre} = 23,51 \times (2 \times 1,80 \times 0,40 + 1 \times 1,80 \times 0,35) = 48,67$

- Dalle :  $V_{Dalle} = 23,51 \times 8,50 \times 0,20 = 39,97$

- Entretoise :  $V_{Entretoise} = 2 \times 0,30(2 \times 1,40 \times 2,60 + 2 \times 1,40 \times 2,65) = 8,82$

- Trottoir :  $V_{Trottoir} = 2 \times 23,51 \times 0,75 \times 0,20 = 7,05$

D'où le volume total de béton de la superstructure :  $V_S = 104,52 [m^3]$

❖ Masse en acier d'armature

$M_a = 150 \times V_S$  Soit  $M_a = 15\,678,02 [Kg]$

### VII.2.1.3- Prédimensionnement de l'infrastructure

#### a- Culée

La culée se repose sur une semelle et est supportée par des pieux.

##### a.1- Mur de garde grève

Sa hauteur est déterminée par la formule :  $h_{gg} = h_p + h_{ap} + h_{dé}$

Avec  $h_p = 1,80 m$  : hauteur de la poutre

$h_{ap} = 0,05m$  hauteur de l'appareil d'appui

$h_b = 0,25$  hauteur totale du dé supérieur et inférieur

D'où  $h_{gg} = 2,10 m$

Son épaisseur est telle que :  $0,20 m \leq e_g \leq 0,30 m$ . Soit  $e_{gg} = 0,30 m$

La longueur est égale à la largeur du tablier du pont :  $L_{gg} = 8,50 m$

##### a.2- Sommier

Sa longueur est égale à  $L_{so} = 9,00 m$  et son épaisseur est prise à  $e_{so} = 0,60 m$

Sa largeur est telle que :  $l_{so} \geq e_{so} + \frac{e_{fr}}{2}$

avec  $e_{fr}$  qui est l'épaisseur du mur de front donnée par la relation :  $0,40h_p \leq e_{fr} \leq 0,50h_p$

soit  $0,72 \leq e_{fr} \leq 0,90$ , prenons  $e_{fr} = 0,80 m$

D'où  $l_{so} = 1,20 m$

##### a.3- Mur en retour

Sa hauteur est telle que :  $h_r = h_{gg} + e_{so} = 2,70 m$

La longueur théorique est déterminée par la relation :  $0,20 \leq \frac{L_r+2}{20} \leq 0,30$ , soit  $L_r = 3,00 m$

Son épaisseur est :  $e_r = \frac{L_r+2}{20} = 0,25 m$

##### a.4- Mur de front

Sa longueur est égale au gabarit du pont :  $L_{fr} = 8,50 m$

Sa hauteur est prise égale à :  $h_{fr} = 3,50 m$  et son épaisseur est de  $e_{fr} = 0,80 m$

##### a.5- Dalle de transition

La dalle de transition est destinée à éviter tout risque de formation de marche d'escalier entre l'ouvrage qui constitue le point dur et les remblais d'accès.

Ses dimensions sont les suivantes :

- longueur :  $L_{dt} = 2,50 \text{ m}$
- largeur :  $l_{dt} = 8,00 \text{ m}$
- épaisseur :  $e_{dt} = 0,30 \text{ m}$

#### a.6- Semelle

La largeur de la semelle est  $l_s = 4,50 \text{ m}$ .

Pour sa longueur on va prendre un débord de  $0,75 \text{ m}$ . D'où la valeur de  $L_s = 8,50 + (2 \times 0,75) = 10,00 \text{ m}$ .

L'épaisseur de la semelle doit être supérieure ou égale à 1, soit  $e_s = 1 \text{ m}$ .

#### ➤ Le volume de béton pour la culée

- Mur garde grève :  $V_{gg} = 8,50 \times 2,10 \times 0,30 = 5,36$
- Mur en retour :  $V_r = 3,00 \times 2,70 \times 0,25 = 2,03$
- Mur de front :  $V_{fr} = 8,50 \times 3,50 \times 0,80 = 23,80$
- Sommier :  $V_{so} = 9,00 \times 1,20 \times 0,60 = 6,48$
- Semelle :  $V_s = 4,50 \times 10,00 \times 1,00 = 45,00$
- Dalle de transition :  $V_{dt} = 2,50 \times 8,00 \times 0,30 = 6,00$

D'où le volume total d'une culée :  $V_{culée} = 88,66 \text{ [m}^3\text{]}$

Soit la quantité d'acier correspondante est de :  $M_a = 9\,752,60 \text{ [Kg]}$

#### b- Pieux

Pour trouver le nombre de pieux à utiliser, il faut procéder à la détermination de la descente de charges.

#### ➤ Charges permanentes G

- Superstructure :  $104,52 \times 2,50 = 261,30 \text{ [T]}$
- Revêtement :  $0,04 \times 23,51 \times 7,00 \times 2,30 = 15,14 \text{ [T]}$
- Garde-corps :  $0,06 \times 23,51 \times 2 = 2,82 \text{ [T]}$

D'où  $G' = 285,05 \text{ [T]}$

La charge transmise par la culée est la charge venant de la demi-travée, c'est-à-dire :  $G'_1 = 139,63 \text{ T}$

Le poids propre de la culée est :  $G'_2 = 221,65 \text{ T}$

D'où  $G = 361,28 \text{ T}$

#### ➤ Surcharge d'exploitation Q

$$Q = \frac{L}{2} (q_1 + q_2)$$

Pour  $L = 24 \text{ m}$ , la surcharge due aux camions est  $q_1 = 2,90 \text{ [T/m]}$  (valeur obtenue après interpolation)

La surcharge due aux piétons est  $q_2 = 0,45 \text{ [T/m]}$

D'où :  $Q = 39,39 \text{ T}$

Ainsi la charge totale est :

- A l'ELU :  $C_T = 1,35.G + 1,50.Q = 546,81 \text{ [T]}$

- A l'ELS :  $C_T = G + Q = 400,67 [T]$

### b.1- Nombre de pieux

$$n_P \geq \frac{C_T}{Q_{adm}} \times \gamma_P$$

Avec :  $C_T = 546,30 [T]$   $Q_{adm} = 115,23 [T]$   $\gamma_P = 1,6$

D'où  $n_P \geq 7,59$ . Soit 8 pieux pour une culée

En tout, il y aura 16 pieux pour cette variante, avec une hauteur moyenne de  $h_{pieu} = 7,00 m$

### b.2- Volume de béton pour les pieux

$$V_{pp} = \frac{\pi D^2}{4} \times h_{pieu} \times n_P \text{ avec } D = 1,00 m \quad h_{pieu} = 7,00 m \quad n_P = 16$$

Alors  $V_{pp} = 87,92 [m^3]$

Soit la quantité d'acier correspondante est de :  $M_a = 7\,033,60 [Kg]$

## VII.2.1.4- Estimation du coût de la variante

Tableau 35 : Devis sommaire de la variante n°01

DESIGNATION		UNITE	QUANTITE	PU	MONTANT
SUPERSTRUCTURE	Garde-corps	ml	48,00	369 800,00	17 750 400,00
	Béton	m3	104,52	568 450,00	59 414 481,66
	Armatures	kg	15 678,02	8 400,00	131 695 394,30
INFRASTRUCTURE	Béton	m3	265,24	568 450,00	150 775 678,00
	Armatures	kg	26 538,80	8 400,00	222 925 920,00
	Forage pieux	m3	87,92	226 000,00	19 869 920,00
TOTAL					<b>602 431 793,96</b>

## VII.2.2- Variante n°02

La variante n°02 est un dalot 5 x (4m x 5m)

### VII.2.2.1- Justification de l'ouverture hydraulique de l'ouvrage

Pour un débit =  $141,40 m^3/s$ , nous avons un dalot 5 x (4 x 5).

Une ouverture aura donc une hauteur  $h = 5 m$  et une largeur  $b = 4 m$  pour un débit

$$q = \frac{Q}{5} = 28,28 m^3/s$$

Dans ce paragraphe nous allons montrer et justifier la prise de ces dimensions.

#### a- Ecoulement à la sortie du dalot

Soient les variables adimensionnelles suivantes :

$$H_1^* = \frac{H}{h} \quad \text{et} \quad Q_1^* = \frac{q}{A\sqrt{2gh}}$$

avec  $h$  : hauteur d'eau à l'entrée de l'ouvrage

$q$  : débit entrant au niveau d'une ouverture

A : section d'une ouverture

g : accélération de la pesanteur

$$Q_1^* = \frac{28,28}{20\sqrt{2} \times 9,81 \times 5} = 0,14$$

D'où la valeur de  $H_1^* = 0,54$  (valeur obtenue grâce à la courbe donnée en Annexe11)

Soit alors :  $H = 2,70 \text{ m}$

Nous avons donc un dalot à sortie libre puisque  $H \leq 1,25.h = 6,25 \text{ m}$ .

b- Pente critique

Soient :  $Q_2^* = \frac{q}{\sqrt{g.b^5}}$  et  $I_C^* = \frac{I_C}{g/K^2.b^{1/3}}$

$$Q_2^* = \frac{28,28}{\sqrt{9,81 \times 4^5}} = 0,28$$

D'où  $I_C^* = 2,65$  (courbe de l'Annexe12)

Soit  $I_C = 0,001 \text{ m/m}$

c- Vitesse dans l'ouvrage

Soient :  $Q_3^* = \frac{q}{K.I^{1/2}.b^{8/3}}$  et  $V^* = \frac{V}{K.I^{1/2}.b^{2/3}}$

$$Q_3^* = \frac{28,28}{60 \times 0,001^{1/2} \times 4^{8/3}} = 0,37$$

D'où  $V^* = 0,36$  (courbe de l'Annexe13)

Soit  $V = 1,72 \text{ m/s}$ . Cette vitesse est inférieure à 3 m/s donc les dimensions que nous avons prises conviennent.

### VII.2.2.2- Structure

Dalle :  $e_d = 0,30 \text{ m}$ ,  $l_d = 8,00 \text{ m}$ ,  $L_d = 21,80 \text{ m}$

Radier :  $e_r = 0,30 \text{ m}$ ,  $l_r = 17,00 \text{ m}$ ,  $L_r = 21,80 \text{ m}$

Piédroit :  $e_p = 0,30 \text{ m}$ ,  $h_p = 5,00 \text{ m}$ ,  $L_p = 21,80 \text{ m}$

Mur en aile :  $h_m = 5,60 \text{ m}$ ,  $l_m = 4,50 \text{ m}$ ,  $e_m = 0,30 \text{ m}$

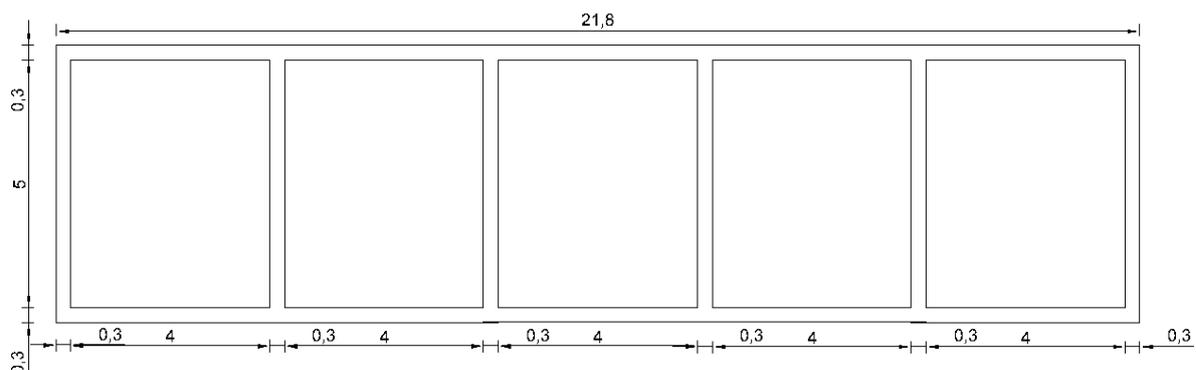


Figure 9 : Structure du dalot

### ➤ Volume en béton du dalot

Dalle :  $V_{dalle} = 8,00 \times 0,30 \times 21,80 = 52,32$

Radier :  $V_{radier} = 3,00 \times 17,00 \times 21,80 = 111,80$

Piédroit :  $V_{piedroit} = 0,30 \times 5,00 \times 21,80 \times 6 = 196,20$

D'où le volume total:  $V_{dalot} = 359,70 [m^3]$

Soit la quantité d'acier correspondante est de :  $M_a = 21\,582,00 [Kg]$

### VII.2.2.3- Estimation du coût de la variante

*Tableau 36 : Devis sommaire de la variante n°02*

DESIGNATION	UNITE	QUANTITE	PU	MONTANT
Béton	m3	359,70	568 450,00	204 471 465,00
Armatures	kg	21 582,00	8 400,00	181 288 800,00
Remblai	m3	286,02	22 715,00	6 496 853,44
<b>TOTAL</b>				<b>392 257 118,44</b>

### VII.2.3- Variante n°03

La variante n°03 est un dalot 2 x (3m x 4,50m), qui est aussi la variante prise par l'Administration.

Il y a lieu de préciser que cette variante prise par l'Administration a été dictée par le budget disponible et n'a pas tenu compte du débit de crue cinquantennal.

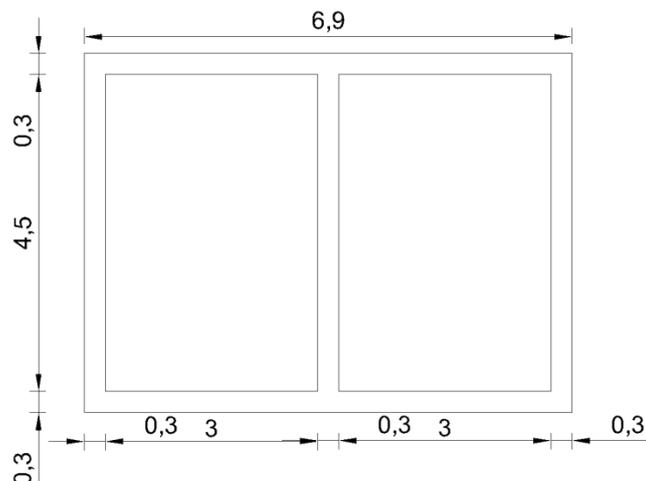
#### VII.2.3.1- II.3.1.Struture

Dalle :  $e_d = 0,30 \text{ m}, l_d = 8,00 \text{ m}, L_d = 6,90 \text{ m}$

Radier :  $e_r = 0,30 \text{ m}, l_r = 17,00 \text{ m}, L_r = 6,90 \text{ m}$

Piédroit :  $e_p = 0,30 \text{ m}, h_p = 4,50 \text{ m}, L_p = 6,09 \text{ m}$

Mur en aile:  $h_m = 5,10 \text{ m}, l_m = 4,45 \text{ m}, e_m = 0,30 \text{ m}$



*Figure 10 : Structure du dalot*

### ➤ Volume en béton du dalot

Dalle :  $V_{dalle} = 8,00 \times 0,30 \times 6,90 = 16,56$

$$\text{Radier : } V_{\text{radier}} = 3,00 \times 17,00 \times 6,90 = 35,19$$

$$\text{Piédroit : } V_{\text{piédroit}} = 0,30 \times 4,50 \times 6,90 \times 3 = 27,95$$

$$\text{Mur en aile: } V_{\text{mur}} = 5,10 \times 4,45 \times 0,50 \times 0,30 \times 4 = 13,62$$

D'où le volume total:  $V_{\text{dalot}} = 93,31 \text{ [m}^3\text{]}$

Soit la quantité d'acier correspondante est de :  $M_a = 13\,996,80 \text{ [Kg]}$

### VII.2.3.2- Estimation du coût de la variante

*Tableau 37 : Devis sommaire de la variante n°03*

DESIGNATION	UNITE	QUANTITE	PU	MONTANT
Béton	m3	93,31	568 450,00	53 043 206,40
Armatures	kg	13 996,80	8 400,00	117 573 120,00
Remblai	m3	118,13	22 715,00	2 683 277,52
<b>TOTAL</b>				<b>173 299 603,92</b>

### VII.3- Analyse multicritère

L'analyse multicritère est une méthode qui consiste à analyser tous les critères nécessaires pour pouvoir retenir une variante parmi d'autres. A chaque critère, on donne une note variant de 1 à 3, selon l'importance de l'avantage qu'il représente. La variante retenue sera celle qui aura le total de notes le plus élevé.

- Note = 1 : moins avantageux
- Note = 2 : avantageux
- Note = 3 : plus avantageux

#### Remarque

La variante n°03 ne fera pas l'objet de comparaison vu que l'Administration a pris un débit de crue Q10 pour son dimensionnement au lieu de Q50.

*Tableau 38 : Analyse multicritère*

CRITERES	PONT	DALOT
Coût	2	3
Durée d'exécution	1	2
Technicité des entreprises locales	3	3
Esthétique	3	2
Débouché hydraulique	3	1
Conditions d'entretien	2	1
Pérennité de l'ouvrage	3	1
<b>TOTAL</b>	<b>17</b>	<b>13</b>

### VII.4- Conclusion

D'après le résultat de l'analyse multicritère, c'est la variante en pont, c'est-à-dire la n°1 qui est un pont en béton armé poutre sous chaussée, qui est la plus avantageuse pour assurer le franchissement de la rivière

Antetezamena au PK147+950 de la RN34.

---

CONCLUSION PARTIELLE

Les études préliminaires sont essentiellement basées sur la recherche des paramètres mises en jeu dans la conception de l'ouvrage avant de procéder aux calculs détaillés de ses différentes composantes. Ces études tiennent un rôle important sur la stabilité et la pérennité de l'ouvrage.

D'abord, il a fallu connaître la nature et les causes des dégradations qui y ont eu lieu, en faisant un point sur le diagnostic et l'état de l'existant. Puis, les études hydrologique et hydraulique ont donné le débit maximal à évacuer, ce qui permet de bien caler l'ouvrage tandis que le type de fondation est déterminé à partir des études géotechniques. Enfin, l'analyse multicritère a permis de faire un choix rationnel entre les trois variantes possibles, non seulement sur le point de vue financier mais aussi sur l'esthétique, la durabilité, la technique et le délai d'exécution.

L'étude a fait ressortir le choix d'un pont en béton armée à poutres sous-chaussée.