

## Chapitre VI. Etude hydraulique

Le but de l'étude hydraulique de l'ouvrage de franchissement consiste, à la structure, de déterminer une ouverture et le gabarit suffisant pour faire évacuer la crue du projet arrêtée par l'étude hydrologique.

### VI.1. Détermination de la hauteur naturelle de l'eau

Nous assimilons le lit du terrain naturel à un ensemble de trapèze, puis nous déterminons le débit correspondant à chaque valeur de la hauteur de la crue par le biais de la formule de Manning- Strickler.

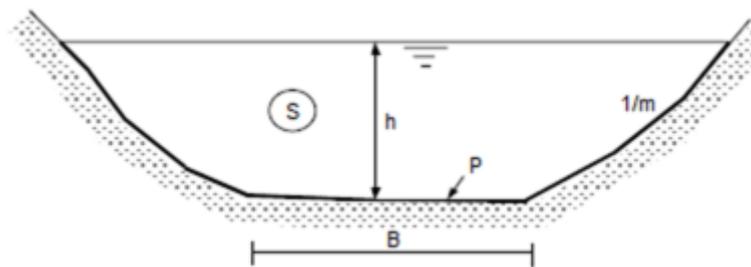


Figure 4. Coupe du lit de rivière

Avec :  $b = 65$  ;  $m = m' = 1,5$

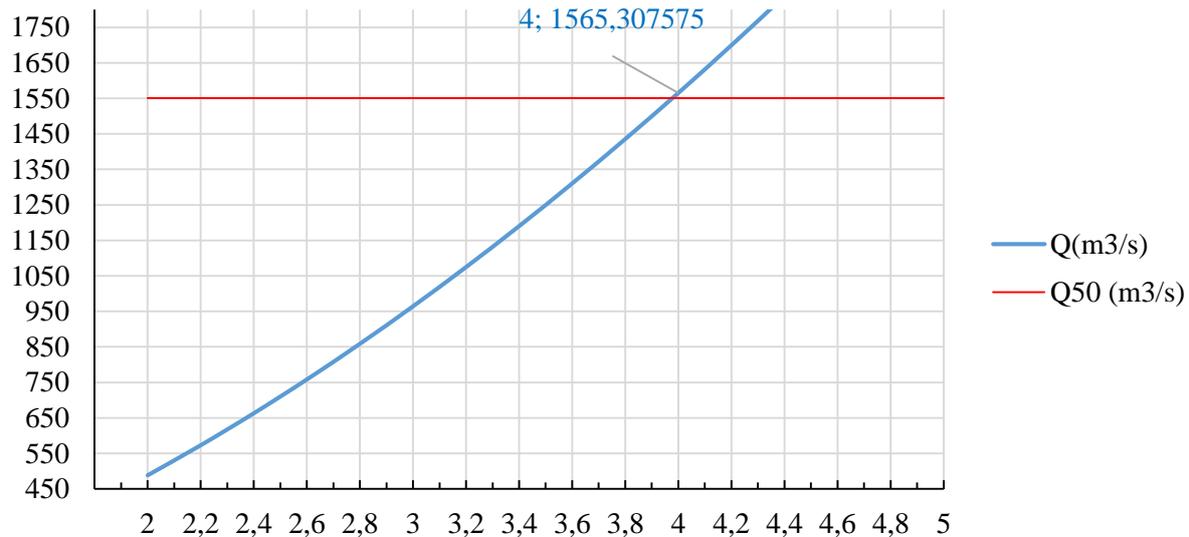
Le débit est obtenu par :

$$Q = S \cdot V = K \cdot S \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}} : \text{ Débit de la crue de projet en m}^3/\text{s}$$

Avec :

- $S = bh + (m + m') \frac{h^2}{2}$  : Surface mouillée en  $\text{m}^2$
- $P = b + h(\sqrt{m^2 + 1} + \sqrt{m'^2 + 1})$  : Périmètre mouillé en m
- $R = \frac{S}{P}$  : Rayon hydraulique en m
- $I = 0,005$  : pente moyenne de l'ouvrage
- $K = \frac{1}{n}$  : Le coefficient de Strickler représentant la rugosité globale du lit.
- $n = 0,03$  : Puisqu'on a un fond du lit en terre

Nous faisons varier la valeur de  $h$  pour obtenir la valeur de  $Q_{50}$ , la courbe suivante illustre les résultats obtenus :



Courbe 1. Courbe de tarage

D'après la courbe de tarage, on a pour  $h=4\text{m}$ ,  $Q=1565,31\text{m}^3/\text{s}$

Alors la hauteur d'eau naturelle correspondante pour évacuer  $Q_{50}=1551,22\text{m}^3/\text{s}$  est  $h=4\text{m}$

## VI.2. Tirant d'air

Un cours d'eau charrié très souvent détritiques, corps flottants, branchages, souches, etc. qui peuvent, au passage sous un pont, 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 obligatoire de prévoir un tirant d'air pour diminuer ce risque d'obstruction partielle ou totale du pont.

Ce tirant d'air dépend évidemment d'une part de risque de charriages de surface et d'autre part de l'importance de l'ouvrage concerné.

Selon Nguyen VAN TUU, pour des ponts de longueur inférieure ou égale à 50 m, on adopte, en général, un tirant d'air au moins égal à :

- 1 m en zone désertique ou subdésertique
- 1,5m en zone savane
- 2 m en zone à végétation arbustive dense
- 2,5 m en zone forestière

Pour des ponts de longueur supérieure à 50m, on ajoute 0.5m aux tirants d'air minimal donnés ci-dessus.

Pour notre cas, l'ouvrage est situé dans une zone de savane et de plus, son porte est supérieure à 50 m alors il faut prévoir un tirant d'air de 2 m.

### VI.3. Détermination de la surélévation du niveau d'eau

Un ouvrage d'art 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, et fixer les dispositifs de protection destinés à assurer leur pérennité.

La surélévation  $\Delta Z$  du niveau de l'eau provoquée par un ouvrage de franchissement est donc

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

#### VI.3.1 Perte de charge due aux caractéristiques hydrauliques du pont

On a comme expression de cette perte :  $\frac{Q^2}{2gC^2S_0^2}$

Avec :

- $g = 10\text{m/s}^2$  : étant l'accélération de la pesanteur en  $\text{m/s}^2$
- $S_0 = 284\text{m}^2$  : débouché du pont correspondant au débit  $Q$
- $Q = 1565,31\text{m}^3/\text{s}$  : débit à évacuer
- $C = C_C \times C_E \times C_\theta \times C_P \times C_F \times C_Y \times C_X \times C_S$ : coefficient de débit dépendant de plusieurs facteurs liés au cours d'eau (sans dimension)

→ Coefficient du Contraction  $C_c$ :

$b = 10\text{m}$  : largeur moyenne des remblais d'accès talutés à 1/1;

$B_o = 80\text{m}$  : débouché linéaire efficace du pont

$T_o$  et  $T_{AM}$  : coefficient de transfert au droit et à l'amont de l'ouvrage (en fonction du lit)

Pour notre cas la morphologie du cours d'eau change très peu dans toute la zone de

franchissement donc :  $T_0 = T_{AM} = K_0 \cdot R_0^{\frac{2}{3}} \cdot S_0$

Alors :  $\frac{b}{B_0} = 0,125$  et  $m = 1 - \frac{T_0}{T_{AM}} = 0$

D'après l'abaque d'influence de contraction,  $C_C = 1$

→ Coefficient dû aux conditions d'entrée  $C_E$ :

$C_E = 1$  car l'ouvrage n'aura pas de mur en ailes en biais.

→ Coefficient dû aux biais  $\theta$ ,  $C_\theta$ :

C'est le coefficient en fonction de la position du pont par rapport à la perpendiculaire à l'écoulement qui est dû au biais. Dans notre projet l'angle que fait l'ouvrage par rapport à la ligne d'écoulement est de  $\theta = 90^\circ$ , alors  $C_\theta = 1$

→ Coefficient dû à la présence des piles,  $C_P$ :

Ce coefficient est en fonction du nombre  $n_p$ , des dimensions ( $\phi$  : diamètre de la pile), du type de la pile et de la contraction  $m$ .

Dans notre cas :  $n_p = 3$  ;  $m = 0$  et  $\phi = 0,8\text{m}$

Ce qui donne :  $C_P = 0,98$

→ Coefficient dû à l'influence du nombre de Froude,  $C_F$ :

Le nombre de Froude est donné par la relation :  $F = \frac{Q}{S_{AV} \cdot \sqrt{g \cdot Y_{AV}}}$  avec

$S_{AV} = S_0$ : la section d'écoulement à l'aval du pont pris égal à  $S_0$  car le cours d'eau ne présente qu'un seul lit, donc la morphologie du cours d'eau change très peu dans toute la zone de franchissement.

$Y_{AV} = \frac{S_0}{B_0}$  : La profondeur d'eau moyenne dans cette section aval

Avec:  $S_{AV} = S_0 = 276\text{m}^2$ ;  $Y_{AV} = S_0/B_0 = 3,55\text{m}$ ;  $g = 10\text{m/s}^2$ ;  $Q = 1565,31\text{m}^3/\text{s}$  alors  $F = 0,93$

D'après l'abaque du nombre de Froude :  $C_F = 1,05$

→ Coefficient dû à l'influence de la profondeur d'eau au droit du pont,  $C_Y$ :

Ce coefficient est en fonction de l'expression  $\frac{Y_A + Y_B}{2B_0}$

Ou  $Y_A = Y_B = 3m$  : profondeurs au droit de deux culés et  $m = 0$  alors le coefficient  $C_Y$  est obtenu à l'aide de l'abaque d'influence de profondeur relative d'eau talus 1/1. On a :  $C_Y = 1$

→ Coefficient dû à l'excentrement du pont % au champ d'écoulement,  $C_X$ :

Ce coefficient est en fonction de  $\frac{T_A}{T_B}$  où  $T_A$  et  $T_B$  sont les distances entre les rives et les culés qui sont égaux dans notre cas. Donc  $C_X = 1$ .

→ Coefficient dû à la submersion du tablier,  $C_S$ :

En général, la submersion du pont est évitée, alors on admet que  $C_S = 1$

Donc  $C = C_C \times C_E \times C_\theta \times C_P \times C_F \times C_Y \times C_X \times C_S = 1,08$

Alors :  $\frac{Q^2}{2gC^2S_0^2} = 1,30$

### VI.3.2. Hauteur d'eau correspondant à la pression dynamique en amont

On peut calculer cette hauteur par la formule :  $\propto \frac{V_{AM}^2}{2g}$

Avec :

→  $\alpha$  est le coefficient de CORRIOLIS qui est égal au rapport d'énergie cinétique réelle à l'énergie cinétique fictive d'une masse  $m$ , représentant la distribution des vitesses dans une section droite de la rivière.

On admet que  $\alpha = 1$  pour avoir une vitesse d'écoulement homogène en amont de l'ouvrage.

→  $V_{AM}$  : vitesse moyenne à l'amont en m/s :  $V_{AM} = \frac{Q}{S_0}$

Avec  $S_0 = 276m^2$  et  $Q = 1565,31 m^3/s$  ; on trouve  $V_{AM} = 5,51m/s$

D'où :  $\propto \frac{V_{AM}^2}{2g} = 1,52$

### VI.3.3. Perte de charge due au frottement

La perte de charge due au frottement est donnée par :  $\Delta H_f = L_{AM} \left( \frac{Q}{T_{AM}} \right)^2 + b \left( \frac{Q}{T_0} \right)^2$

Avec :

- $b = 10\text{m}$  : la largeur moyenne des remblais d'accès talutés à 1/1;
- $L_{AM}$  : la distance entre l'ouvrage et une section en amont suffisamment loin des perturbations provoquées par l'ouvrage. En général on prend  $L_{AM} = B_0 = 80\text{m}$
- $T_{AM} = T_0 = K_0 \cdot R_0^{\frac{2}{3}} \cdot S_0 = 22136,79$  : Coefficient de transfert
- $Q = 1565,31 \text{ m}^3/\text{s}$  : le débit à évacuer

On a :  $\Delta H_f = 0,45\text{m}$

Finalement on obtient la surélévation du niveau d'eau :  $\Delta Z = \frac{Q^2}{2gC^2S_0^2} - \alpha \frac{V_{AM}^2}{2g} + \Delta h_f = 0,23\text{m}$

#### VI.4. Plus Haute Eaux Cycloniques (PHEC):

La valeur de PHEC se calcule par la formule :  $PHEC = h + \Delta Z$ .

Avec  $h = 4\text{m}$  (hauteur naturelle d'eau) et  $\Delta Z = 0,23\text{m}$  (la surélévation d'eau).

On obtient :  $PHEC = h + \Delta Z = 4,23\text{m}$

#### VI.5. Hauteur Sous Poutre (HSP):

On peut obtenir la hauteur sous-poutre en ajoutant à la hauteur PHEC la valeur du tirant d'air, d'où :  $HSP(\text{m}) = PHEC + \text{tirant d'air}$

$HSP(\text{m}) = 4,23 + 2 = 6,23\text{m}$

#### VI.6.1. Profondeur due à la réduction de section du cours d'eau $H_r$

Pour ce cas, la section du cours d'eau n'est pas rétractée par les remblais d'accès, par suite, la profondeur d'affouillement, due à cette réduction, ne sera pas considérée,

D'où :  $H_r(\text{m}) = 0$

#### VI.6. Profondeur d'affouillement:

Les problèmes d'affouillement sont fréquents sur les ouvrages hydrauliques.

En effet, il faut déterminer sa profondeur afin d'éviter les accidents qui peuvent survenir.

La profondeur d'affouillement au droit des piles de pont se détermine par la somme des différentes profondeurs suivantes :

- Une profondeur due à la réduction de section de la cours d'eau par la présence des remblais d'accès ;
- Une profondeur normale d'affouillement résultant d'une modification des débits ;
- Une profondeur locale due à la présence des piles.

### VI.6.2. Profondeur normale d'affouillement $H_n$ :

Cette profondeur est déterminée par les relations suivantes :

$$\Rightarrow H_n = 0,48 \cdot Q_0^{0,36} - \frac{A_1}{B_m} S_i : \text{Pour } d_{90} < 6\text{mm} : \text{Pour les lits à sédiments fins}$$

$$\Rightarrow H_n = 0,249 \cdot Q_0^{-0,5} d_{90}^{-0,11} B_m^{-0,5} - \frac{A_1}{B_m} : \text{Pour } d_{90} \geq 6\text{mm} : \text{Pour les lits à sédiments grossiers.}$$

Avec :  $Q_0 = 1565,31 \text{ m}^3/\text{s}$ : le débit de crue du projet ;

$A_1 = 284 \text{ m}^2$ : section mouillée correspondant au PHE de projet ;

$B_m = 77 \text{ m}$ : largeur au miroir du lit mineur de la rivière correspondant à la crue du projet

$d_{90}$  : dimension des mailles laissant passer 90% en poids de l'échantillon du lit à la profondeur  $H_N$ .

Mais par manque de données, nous allons supposer qu'on a des lits à sédiments fins c'est-à-dire :  $d_{90} < 6\text{mm}$

Donc :  $H_n = 3,09 \text{ m}$

### VI.6.3. Profondeur d'affouillement local due à la présence des piles $H_l$

La présence d'une pile de pont dans une rivière interrompt l'écoulement uniforme et développe un système de vortex.

La profondeur d'affouillement due à la présence d'une pile se détermine par la formule de BREUSERS :  $H_l = 1,4 \cdot P$

Avec :  $P = 1 \text{ m}$ : largeur de la pile projetée sur un plan perpendiculaire à l'écoulement, pris égale au diamètre de la colonne.

On a  $H_l = 1,12$ : affouillement local en eaux chargées de sédiments

La profondeur d'affouillement total est :  $H(m) = H_r + H_n + H_l = 4,49m$

### VI.7. Protection contre l'affouillement :

Il y a trois méthodes des protections directes contre les affouillements :

- ☞ Réduction des affouillements par un caisson de fondation ;
- ☞ Réduction des affouillements par une collerette plane circulaire ;
- ☞ Réduction des affouillements par tapis d'encrochements.

Cette dernière méthode est la plus utilisée. Elle consiste à déverser des blocs d'encrochement de diamètre adéquat dans la fosse d'affouillement. On utilise des matériaux qui présentent une résistance mécanique élevée comme le granite.

Selon la formule d'IZBASH, le diamètre des encrochements est donné par :  $d = \frac{\rho \cdot V_{\max}^2}{0,72g(\rho_s - \rho)}$

Avec :  $V_{\max} = \frac{Q}{S_0} = 5,51m/s$  : vitesse de l'écoulement correspondant à  $Q_{50}$

$g = 9,81m/s^2$ : accélération de la pesanteur;

$\rho$  : masse volumique de l'eau,  $\rho = 1\ 000\ kg/m^3$ ;

$\rho_s$  : masse volumique de l'encrochement  $\rho_s = 2\ 600\ kg/m^3$ ;

Le résultat est :  $d = 2,68m$

Pour éviter tout affouillement, les dimensions du tapis en plan doivent être de l'ordre de trois fois le diamètre de la pile, pour une pile circulaire.

En épaisseur, il est conseillé de prendre la plus grande des deux valeurs : dimension de la pile, ou triple du diamètre des encrochements.

Toutefois, il faut effectuer une surveillance régulière, car le tapis d'encrochement nécessite des recharges fréquentes, notamment après de fortes crues qui ont pour effet d'entraîner les encrochements vers l'aval ou vers le fond de la fosse d'affouillement qui se forme autour du tapis d'encrochement.

## VI.8. Récapitulation des caractéristiques de l'ouvrage

· Débit de crue :	Q	1565,31	m <sup>3</sup> /s
· Hauteur d'eau naturelle :	h	4	m
· Surélévation du niveau d'eau :	$\Delta Z$	0,23	m
· Tirant d'air :		2	m
· PHEC	PHEC	4,23	m
· Hauteur sous poutre :	HSP	6,23	m
· Profondeur d'affouillement :	H	4,49	m
· Diamètre des blocs d'enrochements	d	2,69	m

Tableau 49. Récapitulation des caractéristiques de l'ouvrage

## Chapitre VII. Choix de l'ouvrage

### VII.1. Généralité et but

Dans ce chapitre nous allons déterminer la variante qui a une structure plus rationnelle pour être la variante principale du point de vue faisabilité, technique et économique en tenant compte des contraintes d'ordre naturel et fonctionnel. L'analyse des points de comparaison aboutissant au choix de la solution structurale retenue.

### VII.2. Critère de comparaison

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

- ☞ Portée économique
- ☞ Volume béton
- ☞ Conception architecturale
- ☞ Disponibilités de matériaux
- ☞ Difficulté d'exécution
- ☞ Durée d'exécution
- ☞ Coût sommaire
- ☞ Condition hydraulique
- ☞ Durabilité de l'ouvrage
- ☞ Condition d'entretien
- ☞ Compétence des entreprises locales

### VII.3. Proposition et études de variantes

Pour cela, nous proposons trois variantes :

- ☞ Variante n°1 : Pont en béton armé à 4 travées indépendantes de 20[m];
- ☞ Variante n°2 : Pont en béton précontraint à 2 travées indépendantes de 40[m];
- ☞ Variante n°3 : Pont mixte acier béton à 2 travées indépendantes de 40[m].

#### VII.3.1. Caractéristiques communes des variantes:

- ☞ Portée : 80m
- ☞ Chaussée : 2 voies
- ☞ largeur et épaisseur des trottoirs : 0,75m et 0,15m
- ☞ Pile à colonne et à chevêtre
- ☞ Fondation profonde : pieux forés
- ☞ Poutres sous chaussée

- ☞ Culée comportant un mur garde grève, un mur en retour, un sommier, un mur de front et une semelle en BA.

### VII.3.2. Hypothèse et données de base pour les calculs

#### VII.3.2.1. Ratio des armatures

Les ratios des armatures sont les poids des aciers pour un mètre cube de béton, le tableau suivant montre ces ratios approximatifs :

Désignation	Ratios [kg/m <sup>3</sup> ]
Superstructure en béton armé	150
Câble précontraint	100
Armature passive dans la superstructure en béton précontraint	90
Piles et culés	95
Semelles de fondation	65
Pieux	80

Tableau 50. Ratio approximatifs des armatures

#### VII.3.2.2. Masse volumique des matériaux

Les masses volumiques utilisées pour l'estimation des variantes sont donnés par le tableau suivant :

Matériaux	Masses Unitaire	
Revêtement du tablier	2,3	T/m <sup>3</sup>
Béton ordinaire	2,4	T/m <sup>3</sup>
Béton armé	2,5	T/m <sup>3</sup>
Acier	7,86	T/m <sup>3</sup>
Parapet	0,06	T/ml

Tableau 51. Masse volumique des matériaux

#### VII.3.2.3. Les surcharges d'exploitation

Ce sont des charges transmises par les piles et les culées:

Les surcharges d'exploitation équivalentes au système de surcharge  $B_c$  sont considérées comme uniformément réparties, ce système de surcharge est supposé comme le plus défavorable.

→ Cas d'une pile :

Surcharges dues aux camions ( $q_{1eqc}$ ) en T/m : Si  $L_{travée} \geq 30m$  donc  $q_{1eqc} = 1,76T/m$

Si  $L_{travée} < 30m$  donc  $q_{1eqc} = 2,13T/m$

Surcharges dues aux piétons ( $q_{1eqp}$ ) T/m<sup>2</sup> :  $q_{1eqp} = 0,45T/m^2$

→ Cas d'une culée :

Surcharges dues aux camions ( $q_{1eqc}$ ) en T/m : Si  $L_{travée}=12m$  donc  $q_{1eqc}= 4,10T/m$

Si  $L_{travée}=18m$  donc  $q_{1eqc}= 3,18T/m$

Si  $L_{travée}=24m$  donc  $q_{1eqc}= 2,75T/m$

Si  $L_{travée}=33m$  donc  $q_{1eqc}= 2,44T/m$

On procède par interpolation linéaire pour trouver les autres valeurs de  $q_{1eqc}$ .

Surcharges dues aux piétons ( $q_{1eqp}$ ) T/m<sup>2</sup> :  $q_{1eqp}= 0,45T/m^2$

#### VII.3.2.4. Les coefficients de sécurité pour les conditions de travail des pieux

Pour les pieux sous pile :  $\gamma_p=1,4$

Pour les pieux sous culée :  $\gamma_p=1,6$

#### VII.3.2.5. Prix unitaires :

Pour l'estimation de coût de construction pour chaque variante, nous adoptons comme prix unitaires qui sont donnés dans le tableau suivant :

Désignation	Unité	P.U (Ar)
Béton Q 400 pour tablier	m <sup>3</sup>	440 000,00
Béton Q 350	m <sup>3</sup>	500 000,00
Acier pour Armature (HA)	kg	8 000,00
Câble d'armature précontrainte	kg	25 000,00
Forages des pieux	ml	1 100 000,00
Garde-corps	ml	120 000,00
Travée en BP de 40 m	Unité	60 000 000,00
Fer PRS	kg	7 900,00

Source: ARM

Tableau 52. Prix unitaires

#### VII.3.2.6. Combinaison d'actions

Quel que soit la nature des actions, nous distinguons :

- Les actions permanentes G, dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps tel que le poids propre de structure, les poids des équipements fixes ;
- Les actions variables Q, dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps tel que les surcharges d'exploitation ;

- Les actions accidentelles  $F_A$ , provenant de phénomènes rares, tels que les séismes.

La combinaison fondamentale à considérer est représentée symboliquement par :

☞ à l'ELU :  $1,35 G + 1,5 Q$  ;

☞ à l'ELS :  $G + Q$

## VII.4. Etude de chaque variante

### VII.4.1. Superstructure de chaque variante

#### VII.4.1.1. Variante N°1 : Pont en béton armé à 4 travées indépendantes de 20[m];

☞ Description :

C'est un pont en béton armé avec 3 poutres principales sous chaussées ayant 4 travées de 20m de portée chacune.

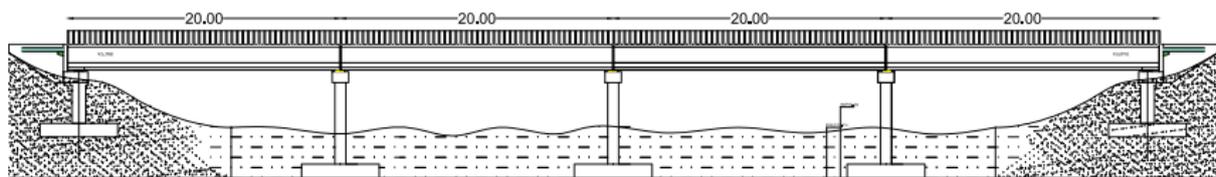


Figure 5. Coupe longitudinale de la variante n°1

☞ Détermination de la travée de calcul

La longueur de travée de calcul est :  $L = 1,05. L_0 + 0,60$

Avec :  $L_1 = 1,07. L_0 + 0,65$

$L_1 = 20\text{m}$  : Longueur totale de la travée

On a :  $L_0 = 18,08\text{m}$  : Longueur de la portée libre de la travée

D'où :  $L = 19,59\text{m}$  : Longueur de travée de calcul

☞ Pré dimensionnement de la superstructure

#### Poutres principales :

→ Hauteur des poutres :  $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{11}$

Avec  $L = 19,59$  on a  $h_t = 1,5\text{m}$

→ Epaisseur de l'âme :  $b_0 \geq \psi. h$

Avec :  $0,25 \leq \psi \leq 0,50$  et  $h = 0,9h_t$

Prenons  $\psi=0,3$  ; donc  $b_0=0,4m$

→ Entraxe des poutres :

L'entraxe des poutres doit être compris entre 2,50m et 3,50m

Prenons  $e_p=3m$

Entretoise :

→ Epaisseur :

Les entretoises étant coulées en places, leur épaisseur résulte de conditions de bonne mises-en œuvre du béton. Cette épaisseur varie de 25 à 30cm.

Prenons  $e=30cm$

→ La hauteur des entretoises :

Leur hauteur sera maximale tout en permettant aux crics hydrauliques de se placer entre l'entretoise et le sommier. La hauteur des entretoises est voisine de celle de la poutre, soit  $h_e=1,50m$

→ Entraxe des entretoises :  $3ht \leq e_e \leq 5,5ht$

Prenons  $e_e=5m$

Hourdis :

Son épaisseur doit respecter la condition de non poinçonnement :  $e_d \geq \max\left(15cm; \frac{e_p}{25}\right)$

Avec  $e_p=3$  ; on a :  $e_d=0,15m$

Trottoirs :

On optera pour un trottoir en béton armé de largeur 0,75m et d'épaisseur de 15 cm avec une pente de 2% permettant l'assainissement de l'ouvrage.

Garde-corps

Le pont sera muni de garde-corps en acier. Sa hauteur varie de 0,80 m à 1 m.

On prendra  $h_g=1m$  pour plus de sécurité.