

N° classe	année	Hi	Borne des Hi
2	2009	578,8	600 - 477
	2001	554,1	
	2012	550,7	
	2005	485,8	
	2004	477,9	
3	2008	476,4	477 - 410
	1992	470,2	
	2011	438	
	1998	418	
	1995	410	
4	1997	404	410 - 380
	1993	399,5	
	2014	394,1	
	2010	386,6	
	1999	385	
5	1994	380	< 380
	1996	379,8	
	2000	339,5	
	2015	287,5	
	2013	229,4	

Le nombre χ^2 est défini par la relation suivante :

$$\chi^2 = \frac{\sum (n_i - v_i)^2}{v_i}$$

χ^2 est un variable aléatoire dont la répartition a été étudiée par Pearson et dépend du nombre de degrés de liberté $\lambda = k-1-p$.

Avec, k - le nombre de classe ;

p - le nombre de paramètres dont dépend la loi de répartition F ;

n_i - le nombre de valeur expérimentale de la classe i ;

v_i - le nombre théorique de valeur affecté à la classe i , il est donné par la formule suivante :

$$v_i = N \int_{H_{i+1}}^{H_i} f(x) dx = N[F(H_i) - F(H_{i+1})]$$

N étant le nombre d'échantillon de valeur de hauteur de pluie ($N = 25$), et $f(x)$ est la densité de probabilité correspondant à la loi théorique considérée.

La probabilité de dépassement correspondant à λ et la valeur de χ^2 obtenu est donnée par les tables de Pearson dans l'annexe II.B. Si cette valeur $P(\chi^2) > 0,05$: l'ajustement est satisfaisant ; sinon, il y a de forte chance que l'ajustement soit mauvais, donc il est préférable de le rejeter.

I. 2. 2. 1. Jugement de la loi de GIBRAT-GALTON

Sa loi de répartition est : $F(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \cdot \int_{-\infty}^u \exp\left(\frac{-u^2}{2}\right) \cdot du$

Avec $u = 7,048 \cdot \log(H - 46,79) - 18,399$

Par la suite, on a $v_i = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \cdot \int_{u_{i-1}}^{u_i} \exp\left(\frac{-u^2}{2}\right) \cdot du = N[F(u_i) - F(u_{i-1})]$, tel que u_i et u_{i-1} sont les valeurs de u aux bornes de chaque classe.

Nous avons les valeurs de v_i et de χ^2 dans le tableau suivant :

Tableau 13 : Valeur de v_i et χ^2 selon la loi de GIBRAT-GALTON

classe	n _i	Bornes de H	U	F(u)	F(u _i)-F(u _{i-1})	v _i =N[F(u _i)-F(u _{i+1})]	(n _i -v _i) ² /v _i
1	5	+	+ ∞	0			
		600	0,933	0,175	0,175	4,385	0,086
2	5						
		477	0,163	0,435	0,260	6,496	0,345
3	5						
		410	-0,355	0,639	0,203	5,086	0,001
4	5						
		380	-0,619	0,732	0,093	2,333	3,047
5	5						
		0	-6,628	1	0,268	6,699	0,431
						χ ² =	3,911

Pour cette loi, $p = 3$ (H_0 , a et b), d'où, $\lambda = 1$.

Par la table de distribution de Pearson (voir AnnexeII.B), on obtient :

$P(\chi^2 = 3,911 ; \lambda = 1) = 0,04 < 0,05$: cet ajustement est rejeté.

I. 2. 2.2 Jugement de la loi de GOODRICH

Sa fonction de répartition est : $F(H) = 1 - e^{-A \cdot (H-H_0)^{\frac{1}{n}}}$.

Avec, $H_0 = 261,099$ [mm] ; $A = 0,000233$; $n = 0,655$.

Comme, $v_i = N[F(H_i) - F(H_{i-1})]$; nous avons les valeurs de v_i et de χ^2 dans le tableau suivant :

Tableau 14 : Valeur de v_i et χ^2 selon la loi de GOODRICH

classe	n_i	H	F(H)	F(H _i)-F(H _{i+1})	V _i =N[F(H _i)-F(H _{i+1})]	(n _i -V _i) ² /V _i
1	5	+	1			
		600	0,857	0,143	3,569	0,574
2	5	477	0,574	0,283	7,075	0,608
		410	0,384	0,190	4,760	0,012
4	5	380	0,291	0,093	2,329	3,065
		0	0	0,291	7,267	0,707
5	5				$\chi^2 =$	4,966

Pour cette loi, $p = 3$ (H_0 , A et n), d'où, $\lambda = 1$.

Par la table de distribution de Pearson (voir AnnexeII.C), on obtient :

$P(\chi^2 = 4,966 ; \lambda = 1) = 0,026 < 0,05$: cet ajustement est rejeté.

I. 2. 2.3. Jugement de la loi de PEARSON III

Sa fonction de répartition est : $F(H) = \frac{0,00724^{12,465}}{125450138} \cdot \int_0^H e^{-0,00724 \cdot H} \cdot H^{(12,465-1)} \cdot dH$

Comme, $v_i = N[F(H_i) - F(H_{i-1})]$; $F(H)$ est fonction de $\gamma = 12,465$ et $X = a \cdot H = 0,00261H$
(Obtenu par le tableau de la loi de Pearson III de l'annexeII.B), nous avons les valeurs de v_i et de χ^2 dans le tableau qui suit :

Tableau 15 : Valeur de v_i et χ^2 selon la loi de PEARSON III

classe	ni	H	X = a. H	F(H)	F(Hi)- F(Hi+1)	vi=N[F(Hi)- F(Hi+1)]	(ni-vi)²/vi
1	5	+		1			
		600	15,680	0,819	0,181	4,525	0,050
2	5						
		477	12,465	0,532	0,287	7,165	0,654
3	5						
		410	10,715	0,336	0,197	4,923	0,001
4	5						
		380	9,931	0,251	0,085	2,113	3,947
5	5						
		93,57	2,445	0,000	0,251	6,275	0,259
						χ² =	4,911

Pour cette loi, $p = 2$ (a et γ), d'où, $\lambda = 2$.

Par la table de distribution de Pearson (voir AnnexeII.C), on obtient :

$P(\chi^2 = 4,911 ; \lambda = 2) = 0,089 > 0,05$: cet ajustement est accepté.

I. 2. 2.4. Jugement de la loi de GUMBEL

Sa fonction de répartition est : $F(H) = e^{-e^{-0,0089 \cdot (H - 412,27)}}$.

Et $v_i = N[F(H_i) - F(H_{i-1})]$; nous avons les valeurs de v_i et de χ^2 dans le tableau suivant :

Tableau 16 : Valeur de v_i et χ^2 selon la loi de GUMBEL

classe	n _i	H	F(H)	F(H _i)- F(H _{i-1})	V _i =N[F(H _i)- F(H _{i+1})]	(n _i -V _i) ² /V _i
1	5	+	1			
		600	0,8290	0,171	4,276	0,123
2	5					
		477	0,5703	0,259	6,466	0,332
3	5					
		410	0,3604	0,210	5,247	0,012
4	5					
		380	0,2636	0,097	2,421	2,747
5	5					
		0	0,0000	0,264	6,590	0,384
					χ² =	3,60

Pour cette loi, $p = 2$ (α et H_0), d'où, $\lambda = 2$.

Par la table de distribution de Pearson (voir AnnexeII.C), on obtient :

$P(\chi^2 = 3,60 ; \lambda = 2) = 0,17266 > 0,05$: cet ajustement est accepté.

I. 2. 2.5. Jugement de la loi de FRECHET

Sa fonction de répartition est : $F(H) = e^{-e^{-10,086 \cdot (\log H - 2,603)}}$.

Avec $v_i = N[F(H_i) - F(H_{i-1})]$; nous avons les valeurs de v_i et de χ^2 dans le tableau suivant :

Tableau 17: Valeur de v_i et χ^2 selon la loi de FRECHET

classe	ni	H	logH	F(H)	F(Hi)- F(Hi-1)	V _i =N[F(Hi)- F(Hi+1)]	(ni-V _i) ² /V _i
1	5	+	+	1			
		600	2,778	0,842	0,158	3,941	0,285
2	5						
		477	2,679	0,626	0,216	5,412	0,031
3	5						
		410	2,613	0,403	0,223	5,578	0,060
4	5						
		380	2,580	0,281	0,122	3,038	1,267
5	5						
		0	0	0,000	0,281	7,031	0,586
						χ ² =	2,229

Pour cette loi, $p = 2$ (α et $\log H_0$), d'où, $\lambda = 2$.

Par la table de distribution de Pearson (voir AnnexeII.C), on obtient :

$P(\chi^2 = 2,229 ; \lambda = 2) = 0,331 > 0,05$: cet ajustement est accepté.

I. 2. 3. Résumé

Pour conclure, nous avons les résultats suivants :

Tableau 18 : Récapitulation des résultats d'hauteur de pluie

<div>Hauteur de pluie</div> <div>H_0</div> <div>Loi de distribution</div>	H_5	H_{10}	H_{20}	H_{25}	H_{50}	H_{100}	$P(\chi^2)$	Conclusion
GIBRAT- GALTON	583,70	666,69	744,81	769,37	844,57	918,88	0,048	Rejetée
GOODRICH	588,25	674,75	752,56	776,24	846,43	912,43	0,026	Rejetée
PEARSON III	585,93	656,57	717,79	742,61	792,26	845,85	0,089	Acceptée
GUMBEL	581	665	745	771	850	928	0,173	Acceptée
FRECHET	565	671	790	833	978	1147	0,331	Acceptée

Même si Fréchet donne la valeur maximale de hauteur de pluie, nous allons prendre le résultat de Gumbel $H_{100} = 928\text{mm}$, qui est la loi la plus utilisée à Madagascar et la plus adaptable dans le pays.

I. 2. 4. Détermination de l'intervalle de confiance

Nous allons calculer l'intervalle de confiance pour une période de retour $T = 100$ ans qui est la durée de vie de l'ouvrage. A chaque loi de répartition correspond un type de calcul empirique approché de l'intervalle de confiance, mais étant donné que les lois de GIBRAT-GALTON et GOODRICH sont rejetées, et que nous avons choisi la loi de FRECHET, nous n'étudierons que l'intervalle de confiance correspondant à cette loi.

I. 2. 4. 1. Degré de confiance

C'est la probabilité pour que la vraie valeur se trouve dans l'intervalle de confiance. Comme notre projet est important économiquement et exige une sécurité élevée, nous allons prendre **95%** comme degré de confiance.

I. 2. 4. 2. . Détermination de l'intervalle de confiance pour la loi de GUMBEL

La valeur réelle H_{100} de hauteur de pluie est :

$$\widehat{H}_{100} - K_2 \cdot \sigma \leq H_{100} \leq \widehat{H}_{100} + K_1 \cdot \sigma$$

Où, \widehat{H}_{100} est la valeur donnée par la loi de GUMBEL pour la hauteur de pluie théorique de temps de retour $T = 100$ ans ;

σ est l'écart quadratique moyenne ;

K_1 et K_2 sont fournis par la graphie de l'annexe II.D dépendant du seuil de confiance 95% qu'on a choisi et de \sqrt{N} , $N = 25$ étant le nombre d'échantillon de hauteur de pluie.

Ainsi,

$$\sqrt{N} = 5 \Rightarrow K_1 = 2,05 \text{ et } K_2 = 1,25$$

$$\log \widehat{H}_{100} = 3,05956$$

$$\sigma = 0,1271$$

$$\text{D'où, } 928 - 1,25 \cdot 0,1271 \leq \log H_{100} \leq 928 + 2,05 \cdot 0,1271$$

$$2,77 \leq \log H_{100} \leq 3,22$$

$$\mathbf{927,84\text{mm} < H_{100} < 928.26\text{mm}}$$

Nous allons prendre la valeur moyenne entre les valeurs extremes, soit $H_{100} = 928 \text{ mm}$

I. 3. Estimation du débit de crue pour une fréquence F

Plusieurs méthodes ont été découvertes pour le calcul du débit de crue d'un Bassin Versant, il y a les méthodes empiriques, les méthodes probabilistes, les méthodes déterministes,

Comme nous disposons des données pluviométriques, à l'aide desquelles nous avons pu estimer la hauteur de pluie journalière maximale pour une fréquence F, et puisque les formules empiriques permettent un calcul direct des crues en fonction de la pluviométrie maximale journalière et de quelques paramètres relatifs au bassin versant, il est plus convenable d'utiliser une méthode empirique pour le calcul du débit de crue.

Nous allons opter pour la formule de Louis Duret, dont le principe est la suivante :

Pour $S < 150 \text{ km}^2$:

$$Q(F) = 0,009 \cdot S^{0,5} \cdot I^{0,32} \cdot P(F)^{1,39}$$

Pour $S > 150 \text{ km}^2$:

$$Q(F) = 0,002 \cdot S^{0,8} \cdot I^{0,32} \cdot P(F)^{1,39}$$

Où :

- $Q(F)$: débit de crues de fréquence F [m^3/s]
- $P(F)$: pluie maximale journalière de fréquence F [mm]
- S : superficie du BV [km^2]
- I : pente moyenne du BV [m/km].

Avec une surface $S = 3929,29 \text{ [km}^2]$ $S > 150 \text{ km}^2$, le calcul du débit de crue de notre Bassin Versant se fait par la seconde formule.

Avec,

$$P(F) = H_{100} = 928 \text{ mm}$$

$$S = 3929,29 \text{ km}^2$$

$$I = 6,28 \text{ m/km}$$

Ainsi,

$$Q_{100} = 15\,371 \text{ m}^3/\text{s}$$

II. ETUDE HYDRAULIQUE

En plus des nombreux paramètres dépendant du site et du trafic, le dimensionnement d'un pont dépend également des caractéristiques du cours d'eau. Ils permettent de déterminer les paramètres principaux définissant le débouché offert à l'écoulement, tels que l'emplacement des culées, les cotes sous-poutres et l'implantation des piles.

II. 1. Calage de l'ouvrage

II. 1. 1. Détermination de la cote naturelle de l'eau

Pour connaître la cote sous poutre, il faut d'abord passer par la détermination de la cote naturelle de l'eau, au droit du franchissement, sans l'ouvrage. Cette cote peut être connue par des enquêtes auprès des riverains, mais pour une question de rigueur, il faut procéder à la détermination de la ligne d'eau. Vu le fait que le calcul précis est extrêmement long et nécessite de nombreux données topographiques et hydrauliques, on va prendre recours à la formule de Manning-Strickler, une des formules approchées, dérivant de la formule générale de Chezy :

$$V = K \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}}, \quad \text{et} \quad Q = V \cdot S = K \cdot S \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}}$$

Nous allons assimiler la section de la rivière de Simianona, au droit de l'ouvrage à un trapèze, de largeur au plafond B, de profondeur h (celle qu'on va déterminer) et de largeur au gueule L.

- V : vitesse moyenne d'écoulement [m/s]
- K : coefficient de rugosité (d'après le tableau de l'annexe II.E, K = 25, car on a un cours d'eau naturel propre, avec des rives plus ou moins en ligne droite, sans gué ou fosse profonde mais avec quelques herbes et pierres.)
- $S = (B + m \cdot h) \cdot h$: section mouillée [m²]
- $R = S/P$: rayon hydraulique [m]
- I : pente [m/m]
- $P = b + 2 \cdot h \cdot \sqrt{1 + m^2}$: périmètre mouillé [m]
- m : fruit du trapèze = 1/pente
- h : cote de l'eau
- B : longueur du fond de la rivière appelé aussi largeur au plafond.

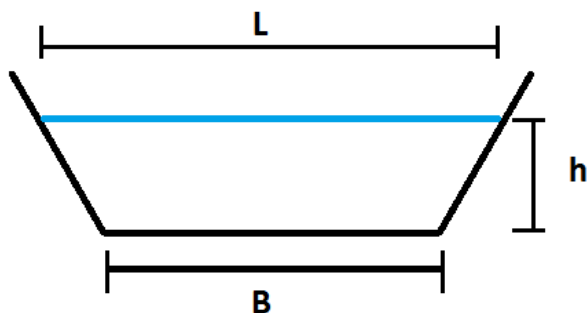


Figure 6 : Profil trapézoïdal fictif de la rivière Simianona

Ainsi les valeurs,

$$B = 160 \text{ m}$$

$$m = 1/0,125 = 8$$

$$K = 25$$

$$I = 0,02 \text{ m/m}$$

Pour trouver la valeur de la cote naturelle de l'eau correspondant au débit de crue Q_{100} de fréquence centennale, nous allons varier la valeur de h et chercher les débits correspondants par la formule de Manning-Strickler.

Les valeurs de Q en fonction de h sont résumé dans le tableau ci-après, à l'aide duquel nous avons pu établir la courbe de tarage pour déterminer par interpolation la valeur de la cote naturelle de l'eau h .

Tableau 19 : Valeurs du débit Q en fonction de la hauteur h :

B [m]	h [m]	K	m	S [m ²]	P [m]	R [m]	I [m/m]	Q [m ³ /s]
160	4	25	8,00	768	224,50	3,42	0,02	6164,75
160	5	25	8,00	1000	240,62	4,16	0,02	9138,97
160	6	25	8,00	1248	256,75	4,86	0,02	12661,22
160	7	25	8,00	1512	272,87	5,54	0,02	16739,24
160	8	25	8,00	1792	289,00	6,20	0,02	21384,07

B [m]	h [m]	K	m	S [m ²]	P [m]	R [m]	I [m/m]	Q [m ³ /s]
160	9	25	8,00	2088	305,12	6,84	0,02	26608,77
160	10	25	8,00	2400	321,25	7,47	0,02	32427,69
160	11	25	8,00	2728	337,37	8,09	0,02	38856,02
160	12	25	8,00	3072	353,49	8,69	0,02	45909,46

On a alors la courbe de tarage suivante,

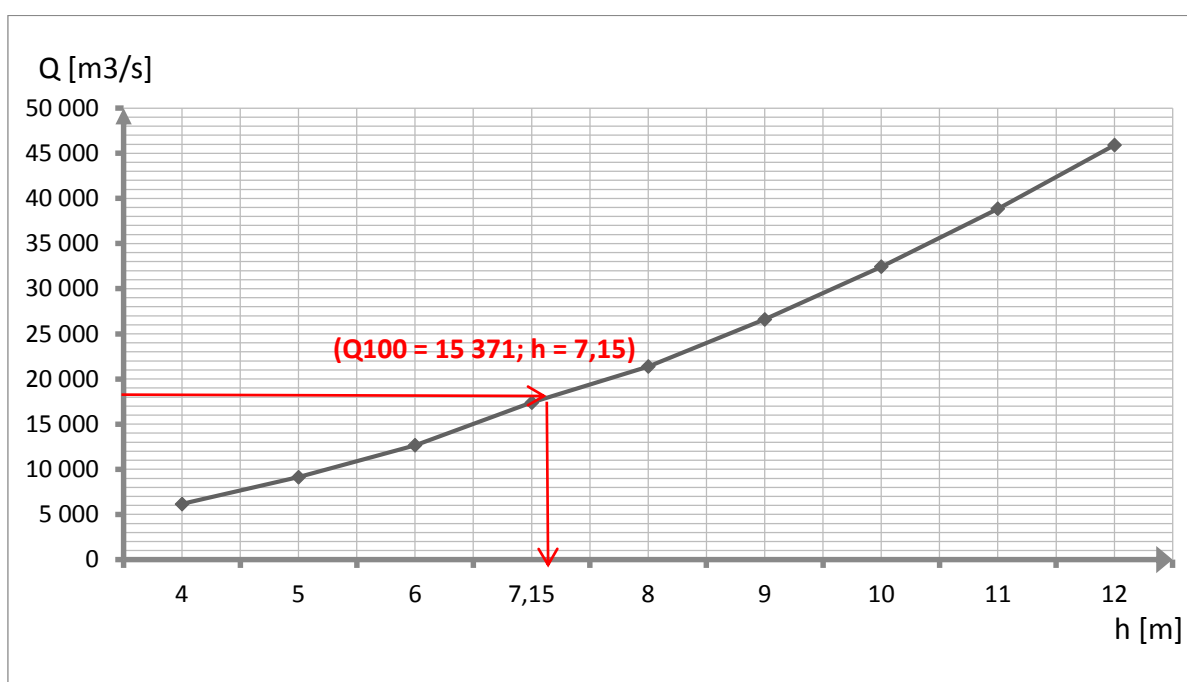


Figure 7 : Courbe de tarage $Q = f(h)$

Ainsi, nous avons :

$$h = 7,15 \text{ [m]}$$

II. 1. 2. Le tirant d'air

Un cours d'eau transporte très souvent des débris, des branches d'arbres, des souches et de différentes sortes de corps flottants, qui peuvent, au passage sous un pont, s'accrocher et boucher peu à peu la section d'écoulement de l'eau, provoquant ainsi une surcharge de l'ouvrage. C'est pourquoi il faut prévoir un tirant d'air pour diminuer ce risque d'obstruction partielle ou totale du pont. D'autre part, ce tirant d'air dépend aussi de l'importance de l'ouvrage concerné. Dans notre

cas, nous avons un pont de plus de 50 m de long implanté dans une zone à végétation arbustive dense, le tirant d'air qu'on doit adopter est donc de 1,5m.

II. 1. 3. Surélévation de l'eau

La présence d'un ouvrage hydraulique tel qu'un pont cause dans la plupart des cas une surélévation de la cote naturelle de l'eau, une surélévation plus ou moins grande selon l'importance des perturbations que cet ouvrage apporte à l'écoulement de la crue. Il est alors indispensable de déterminer cette surélévation pour éviter l'influence inattendu de l'eau sur la stabilité de l'ouvrage. Cette surélévation est donnée par la formule suivante obtenue par le théorème de Bernoulli :

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

- C : coefficient de débit
- S_0 : débouché du pont correspondant au débit Q [m²]
- ΔZ : surélévation de la ligne d'eau entre l'amont et l'aval ($Z_{AM} - Z_{AV}$) [m]
- Δh_f : perte de charge par frottement [m]
- α : coefficient sans dimension représentant la distribution des vitesses dans la section considérée
- V_{AM} : vitesse moyenne à l'amont [m/s]
- L'indice 0 se réfère au pont, l'indice AM à l'amont et AV à l'aval.

L'expression $\frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot C^2 \cdot S_0^2}$ représente la perte de charge due aux caractéristiques hydrauliques du pont ;

$\alpha \cdot \frac{V_{AM}^2}{2 \cdot g}$ est la hauteur d'eau correspondant à la pression dynamique en amont et Δh_f est la perte de charge résultant du frottement.

II. 1. 3. 1. Détermination de la perte de charge due aux caractéristiques hydrauliques du

$$pont : \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot C^2 \cdot S_0^2}$$

$$Q = Q_{100} = 15\,371 \text{ [m}^3/\text{s]}$$

$$g = 9,98 \text{ [m/s}^2\text{]}$$

$$S_0 = 1\,208 \text{ [m}^2\text{]}$$

Le coefficient de débit C dépend de plusieurs paramètres, on a :

$$C = C_c \cdot C_E \cdot C_\theta \cdot C_p \cdot C_F \cdot C_y \cdot C_x \cdot C_s$$

- Détermination de C_c coefficient de contraction :

C_c dépend de b/B_0 et de m , avec,

- b : largeur moyenne des culées ou des remblais d'accès à l'endroit des culées
- B_0 : le débouché linéaire efficace d'un pont
- $m = 1 - \frac{T_0}{T_{AM}}$: contraction
- $T = K.S.R^{\frac{2}{3}}$: coefficient de transfert

Application numérique :

$$m = 0 \text{ car } T_0 = T_{AM}$$

$$B_0 = 240 \text{ m}$$

$$b = 10 \text{ m}$$

$$b/B_0 = 0,042$$

D'après l'abaque de l'annexe II.F, nous avons $C_c \left(\frac{b}{B_0} = 0,042 ; m = 0 \right) = 1$

- Détermination de C_E coefficient d'entrée ou coefficient de l'angle d'ouverture :

Comme l'ouvrage ne présente pas de mur en aile $C_E (\Theta = 0 ; m = 0) = 1$

- Détermination de C_ϕ coefficient dû au biais ϕ que forme le pont avec la perpendiculaire aux lignes d'écoulement :

L'axe du pont est parallèle à la perpendiculaire aux ligne d'écoulement : $C_\phi (\phi = 0 ; m = 0) = 1$

- Détermination de C_p coefficient dû à la présence des piles dépendant des dimensions, du nombre, du type de piles et du coefficient de contraction m :

Comme notre ouvrage ne présente pas de piles, $C_p = 1$

- Détermination de C_F coefficient dû à l'influence du nombre de Froude :

$$\text{On a, } C_F = \frac{Q}{S_{AV} \cdot \sqrt{g \cdot y_{AV}}}, \text{ avec,}$$

$$Q = Q_{100} = 15\,317 \text{ m}^3/\text{s} : \text{ le débit d'écoulement}$$

$$S_{AV} = 2\,233,21 \text{ m}^2 : \text{ section d'écoulement à l'aval du pont}$$

$$g = 9.98 \text{ m/s}^2 : \text{ accélération de pesanteur}$$

$y_{AV} = R = 6,90\text{m}$: profondeur moyenne d'eau dans la section avale.

D'où, $C_F = 0,82$

- Détermination de C_y coefficient dû à la profondeur relative d'eau au droit du pont :

Soit $\frac{y_a + y_b}{B_0}$ la profondeur relative de l'eau, avec y_a et y_b sont les profondeurs des culées par rapport aux poutres. La valeur de C_y est fonction de $t - (T_0 / T_{AM})$. Comme $T_0 = T_{AM}$.

$C_y = 1$

- Détermination de C_x coefficient dû à l'excentricité du pont par rapport au champ d'écoulement majeur :

Soit $\frac{T_a}{T_b}$ l'excentricité du pont par rapport au champ d'écoulement majeur, avec,

T_a : la distance de la culée droite par rapport à l'axe de l'écoulement.

T_b : la distance de la culée gauche par rapport à l'axe de l'écoulement.

Comme il n'y a pas d'excentricité par rapport au champs d'écoulement : $T_a = T_b$;

$C_x = 1$

- Détermination de C_s coefficient dû à la submersion éventuelle du tablier :

Effectivement, on évite la submersion du pont, $C_s = 1$.

⇒ Le coefficient de débit est donc $C = 1,45$

On a ainsi, $\frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot C^2 \cdot S_0^2} = 3,85 \text{ [m]}$

II. 1. 3. 2. Détermination de la hauteur d'eau correspondant à la pression dynamique en

amont $\alpha \cdot \frac{V_{AM}^2}{2 \cdot g}$:

$V_{AM} = 12,72 \text{ [m/s]}$

$g = 9,98 \text{ [m/s}^2\text{]}$

$\alpha = \frac{S_{AM}^2}{T_{AM}^3} \cdot \sum \frac{T_{i,AM}^3}{S_{i,AM}^2} = \frac{S_{AM}^2}{T_{AM}^3} \cdot K_{AM}^3 \cdot R_{AM}^2 \cdot S_{AM}$

$S_{AM} = 1\,208 \text{ [m}^2\text{]}$

$$K_{AM} = 25$$

$$R_{AM} = 6,90 \text{ [m]}$$

$$T_{AM} = K_{AM} \cdot S_{AM} \cdot R_{AM}^{\frac{2}{3}} = 109\,456,02$$

$$\text{D'où, } \alpha = 1$$

$$\text{Après calcul, } \alpha \cdot \frac{v_{AM}^2}{2 \cdot g} = 8,1 \text{ [m]}$$

II. 1. 3. 3. Détermination de la perte de charge résultant du frottement Δh_f :

Elle est donnée par la formule :

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

Avec,

$$L_{AM} = B_0 = 240 \text{ [m]}$$

$$Q = Q_{100} = 15\,317 \text{ [m}^3\text{/s]}$$

$$b = 10 \text{ [m]}$$

$$T_0 = T_{AM} = 109\,456$$

$$\Delta h_f = 5,018 \text{ [m]}$$

Par la suite, on a la valeur de la surélévation : $\Delta Z = 0,5 \text{ [m]}$

II. 1. 4. Calcul de la plus haute eau connue (PHEC)

La cote de la PHEC est donnée par la somme de la hauteur naturelle de l'eau h et de la surélévation de l'eau ΔZ due à la présence de l'ouvrage : $PHEC = h + \Delta Z$.

Ainsi,

$$h = 7,15 \text{ [m]}$$

$$\Delta Z = 0,5 \text{ [m]}$$

$$PHEC = 7,65 \text{ [m]}$$

Le niveau des PHEC permet de caler le profil en long de l'ouvrage. En effet, il est d'usage pour déterminer l'emplacement des appareils d'appuis qui devront être au-dessus de cette cote pour éviter leur détérioration à la suite d'immersions trop fréquentes.

II. 1. 5. Cote sous-poutre (CSP)

La CSP est calculée en prenant compte des risques de submersion et de surcharge du pont provoqué par le cours d'eau, elle obtenue par $CSP = PHEC + \text{Tirant d'air} (=1,5\text{m})$

Finalement, on a : **CSP = 9,15 m**

II. 2. L'affouillement

Par expérience, les ingénieurs ont constaté que les problèmes d'affouillement constituent la première cause de presque tous les accidents survenus au cours de l'existence d'un ouvrage. C'est une des raisons pour laquelle nous avons opté pour un pont en arc. Puisque le problème d'affouillement se rencontre au niveau des piles, notre ouvrage ne présente aucun risque sur ce.