

MISE A JOUR DES ETUDES ET
ASSISTANCE TECHNIQUE POUR LA CONSTRUCTION DU
BARRAGE DE BISRI

BARRAGE BISRI



AVANT PROJET DETAILLE

PIECE 7 : CALCULS HYDRAULIQUES
7.1 : NOTE DE CALCULS HYDRAULIQUES

Mai 2013

Révisé Avril 2014

Table of Contents

1	INTRODUCTION	1-1
2	DERIVATION PROVISoire	2-1
2.1	Fonctionnement Hydraulique	2-1
2.2	Résultats.....	2-1
2.3	Passage De La Crue De Chantier.....	2-2
2.3.1	Batardeau Amont.....	2-2
2.3.2	Batardeau Aval.....	2-2
3	VIDANGE DE FOND	3-1
3.1	Calculs du Pertuis de la Vidange.....	3-1
3.1.1	Fonctionnement en Ecoulement a Surface Libre.....	3-1
3.1.2	Fonctionnement en Ecoulement en Charge.....	3-2
3.2	Courbes des Débits de la Vidange	3-4
3.3	Régime d'Écoulement Aval	3-4
3.3.1	Effet de la Courbure	3-6
3.4	Aération Du Jet	3-6
3.5	Durée de Vidange de la Retenue.....	3-7
3.6	Portée du Jet et Fosse d'Érosion	3-9
3.7	Basculement de l'Oued dans la Galerie de la VDF.....	3-9
3.7.1	Laminage de la Crue de Chantier par la VDF	3-9
4	EVACUATEUR DE CRUE	4-1
4.1	Calcul de Laminage des Crues	4-1
4.2	Profil du Déversoir.....	4-2
4.3	Coursier et Cuillère	4-3
4.3.1	Courbe de remous le long du coursier	4-3
4.3.2	Revanche	4-4
4.3.3	Cuillère, jet d'eau et fosse d'érosion	4-5
5	ANNEXES	A

Liste des Tableaux

Tableau 1	Chenal de DP - Loi de l'écoulement à surface libre	2-1
Tableau 2	Galerie de VDF - écoulement à surface libre - Loi hauteur débit	3-2
Tableau 3	Galerie de VDF - écoulement en charge - Loi hauteur débit.....	3-3
Tableau 4	EVC – résultats du calcul de laminage	4-2
Tableau 5	Paramètres géométriques du seuil Creager.....	4-2

Liste des Figures

Figure 1	Loi hauteur débit de la vidange de fond	3-4
Figure 2	Vidange de la retenue avec apport nul	3-8
Figure 3	Vidange de la retenue avec apport de 20m ³ /s	3-8
Figure 4	Caractéristiques géométriques du seuil de l'évacuateur de crues	4-3
Figure 5	Courbe hauteur-capacité de la retenue	3
Figure 6	Loi d'écoulement de la DP	4
Figure 7	Laminage de la crue de chantier par le chenal	5
Figure 8	Laminage de la crue de chantier par la VDF	6
Figure 9	Laminage de la crue de projet pour le fonctionnement de l'EVC seul	7
Figure 10	Hydrogramme de la crue de projet	8
Figure 11	Hydrogramme de la crue de chantier	9
Figure 12	Courbe de remous le long du coursier de l'EVC (sortie HEC-RAS)	10
Figure 13	Courbe de remous le long du coursier de l'EVC (sortie HEC-RAS) – vue 3D	11

QC	Ref:	L1214D / 1462
	Revision: (01)	Date: April 23 rd , 2014
	<input checked="" type="checkbox"/> Draft	<input type="checkbox"/> Final
	Signature:	

1 INTRODUCTION

La présente note s'inscrit dans le cadre du marché relatif à l'avant projet détaillé du barrage BISRI au Liban. Elle a pour objet le calcul hydraulique de la dérivation provisoire, la vidange de fond, le temps de vidange et les conditions de passage de la crue de projet par l'évacuateur de crue du barrage.

2 DERIVATION PROVISOIRE

La dérivation provisoire pendant les travaux de réalisation du barrage BISRI sera assurée par un chenal de dérivation à ciel ouvert à section trapézoïdale de 20m de largeur à la base.

Le débit de pointe de la crue de chantier correspond à la crue de période de retours 100 ans, qui est de 630 m³/s.

L'entonnement du chenal sera calé à la cote 400 à l'amont pour déboucher à l'aval à la cote 395, sur une longueur totale de 714 m environ, soit une pente de 0.7%.

L'objectif est de faire passer la crue de chantier sous une cote du plan d'eau amont inférieure à la cote de crête des batardeaux amont sans débordement du chenal.

Le système de dérivation comporte également :

- Un batardeau amont en remblais dont la crête est arasée à la cote 406,60 NGL.
- Un batardeau aval en remblais dont la crête est arasée à la cote 399,20 NGL.

2.1 Fonctionnement Hydraulique

Le calcul du débit à travers cette section, se fait à l'aide de la formule de Manning Strickler:

$$Q = K_s \times S \times i^{1/2} \times R_h^{2/3}$$

- Où
- Q : Débit en m³/s
 - Ks: Coefficient de Strickler estimé à 50. (Revêtement en gabions)
 - S : Section mouillée
 - i : Pente de l'oued (0.7%).
 - Rh : Rayon hydraulique.

Le niveau d'eau amont peut être calculé par : $Z_{\text{amont}} = Z_0 + h$

Avec Z₀ : seuil du chenal et h la hauteur d'eau amont.

2.2 Résultats

Les tableaux ci-après récapitulent les détails et résultats de calculs hydrauliques réalisés:

Tableau 1 Chenal de DP - Loi de l'écoulement à surface libre

h	B	S	P	Rh	Qn	V	Zn
0.00	20.00	0.00	20.00	0.00	0.0	0.0	400.00
0.25	21.00	5.13	21.12	0.24	8.3	1.6	400.25
0.50	22.00	10.50	22.24	0.47	26.6	2.5	400.50
0.75	23.00	16.13	23.35	0.69	52.7	3.3	400.75
1.00	24.00	22.00	24.47	0.90	85.7	3.9	401.00
1.25	25.00	28.13	25.59	1.10	125.3	4.5	401.25
1.50	26.00	34.50	26.71	1.29	171.2	5.0	401.50
1.75	27.00	41.13	27.83	1.48	223.2	5.4	401.75
2.00	28.00	48.00	28.94	1.66	281.3	5.9	402.00
2.25	29.00	55.13	30.06	1.83	345.5	6.3	402.25
2.50	30.00	62.50	31.18	2.00	415.7	6.6	402.50

h	B	S	P	Rh	Qn	V	Zn
2.75	31.00	70.13	32.30	2.17	491.9	7.0	402.75
3.00	32.00	78.00	33.42	2.33	574.2	7.4	403.00
3.16	32.64	83.17	34.13	2.44	630.0	7.6	403.16

2.3 Passage De La Crue De Chantier

2.3.1 Batardeau Amont

Le batardeau amont, en remblais, est la continuité du chenal de dérivation provisoire. Il se ferme sur la rive droite du barrage.

Les hypothèses retenues pour le calcul sont les suivantes :

- La courbe hauteur/capacité de la retenue est celle présentée en annexe.
- L'hydrogramme de crue a la forme de « l'hydrogramme type » présenté en annexe. Le débit de pointe de la crue de chantier de fréquence 1/100 ans est de 630 m³/s,

Le calcul montre qu'en phase de chantier, la cote maximale atteinte par le plan d'eau amont, à l'occurrence de la crue de chantier est d'environ 403.16 au droit de l'entrée du chenal.

En s'approchant du seuil la mise en vitesse de l'écoulement entraîne la réduction de la lame d'eau. De ce fait, la cote du plan d'eau amont devrait augmenter en allant vers l'amont de $V^2/2g$. Ce qui amène à caler le batardeau amont à la cote 406.60.

2.3.2 Batardeau Aval

Le chenal de dérivation s'ouvre à l'aval et chacune de digues latérales se ferme sur la rive correspondante.

Au passage de la crue de chantier, la cote d'eau aval s'installe à environ 398.16. Le batardeau aval sera arasé à la cote 399.20, offrant une revanche d'environ 1m.

3 VIDANGE DE FOND

Le présent chapitre a pour objet la justification du dimensionnement de la vidange de fond, en particulier, la détermination des débits transitant par son pertuis, ainsi que les conditions de vidange de la retenue.

La conception proposée pour le barrage Bisri consiste à réaliser la vidange de fond dans une galerie souterraine creusée en rive gauche. Elle comporte de l'amont vers l'aval les ouvrages suivants :

- Un chenal amont à ciel ouvert calé à la cote 400.00
- Un ouvrage d'entonnement calé à la cote 400.50,
- Un tronçon de galerie de faible pente (0.1%) de section circulaire de diamètre intérieur fini de 5m, sur une longueur d'environ 300m et qui présente un coude de 80 m de rayon à l'amont du puits de vannage.
- Un tronçon comportant les transitions et la base du puits de vannage, d'une longueur d'environ 47.5m, équipé de deux vannes :
 - Vanne de réglage de L2.50mxH3.0m
 - Vanne de garde de L2.50xH3.80 m
- Un tronçon de galerie, de section à piédroits verticaux et calotte circulaire de 5m de largeur et 5m de hauteur en clef de voûte ayant une pente uniforme de 0.92%. Ce tronçon aval, comporte également un coude de 120m de rayon et se termine par une cuillère de restitution disposée sous le seuil de l'évacuateur de crue.

3.1 Calculs du Pertuis de la Vidange

3.1.1 Fonctionnement en Ecoulement a Surface Libre

Lorsque l'écoulement à travers le pertuis de contrôle est à surface libre, il est régi par l'équation de l'écoulement critique suivante :

$$Q = \sqrt{\frac{g \cdot S^3}{L}}$$

Où :

- Q : Débit en m³/s
- S : Section mouillée
- L : Largeur au plan d'eau
- hc : hauteur critique pour le débit.

La cote du plan d'eau amont Zam correspondant à chaque valeur de hc est calculée en ajoutant à la cote du radier.

- la hauteur hc de l'eau dans le pertuis,
- le terme d'énergie cinétique : $\frac{V^2}{2g}$
- la perte de charge à l'entonnement (y compris la pile centrale) évaluée à :

$$0.25 \cdot \frac{V^2}{2g} = 0.125 \cdot h_c$$

- la perte de charge dans le pertuis, évaluée à : $0.1 \cdot \frac{V^2}{2g} = 0.05h_c$
- la perte de charge due à la courbure, évaluée à : $K_c \cdot \frac{V^2}{2g}$

Où
$$K_c = \left[0.131 + 0.163 \left(\frac{D}{R} \right)^{0.35} \right] \frac{\alpha}{90^\circ} = 0.083$$

- R : rayon de la courbure
- D : diamètre de la galerie
- α : angle de la courbure

Le débit critique Q_c , en fonction de la hauteur d'eau h_c dans la section de contrôle est donné au tableau ci-après pour les deux pertuis.

Tableau 2 Galerie de VDF - écoulement à surface libre - Loi hauteur débit

h_c (m)	S (m ²)	R _h (m)	Q _c (m ³ /s)	Z _{am} (NGL)	V (m/s)
0.00	0.00	0.00	0.0	400.50	0.0
0.12	0.30	0.11	0.3	400.71	1.1
0.36	0.90	0.28	1.7	401.12	1.9
0.60	1.50	0.41	3.6	401.53	2.4
1.08	2.70	0.58	8.8	402.35	3.3
1.32	3.30	0.64	11.9	402.77	3.6
1.56	3.90	0.69	15.3	403.18	3.9
1.80	4.50	0.74	18.9	403.59	4.2
2.04	5.10	0.78	22.8	404.00	4.5
2.28	5.70	0.81	27.0	404.41	4.7
2.52	6.30	0.84	31.3	404.83	5.0
2.76	6.90	0.86	35.9	405.24	5.2

3.1.2 Fonctionnement en Ecoulement en Charge

Quand le débit devient supérieur au débit critique maximum, le pertuis se met en charge. La cote du plan d'eau amont correspondant à un débit Q, s'obtient en ajoutant à la cote du toit du pertuis la charge H dans laquelle entrent :

- le terme d'énergie cinétique: $\frac{V^2}{2g} = \frac{Q^2}{2gS_1^2}$
- la perte de charge à l'entonnement (y compris la pile centrale) évaluée à:

$$0.25 \cdot \frac{V^2}{2g} = 0.125 \cdot \frac{Q^2}{gS_2^2}$$
- la perte de charge dans le pertuis, évaluée à: $0.1 \cdot \frac{V^2}{2g} = 0.05 \cdot \frac{Q^2}{gS_1^2}$
- la perte de charge due à la vanne amont, évaluée à: $0.1 \cdot \frac{V^2}{2g} = 0.05 \cdot \frac{Q^2}{gS_1^2}$

- la perte de charge due à la courbure, évaluée à: $0.083 \cdot \frac{V^2}{2g}$
- Pour les pertes par frottements : $\frac{L \cdot Q^2}{K_s^2 \cdot S_3^2 \cdot R_h^{\frac{3}{4}}}$

Avec :

- S1 : section du puits de contrôle = 7.5 m²
- S2 : section de l'entonnement = 5 x 5 = 25 m²
- S3 : section courante amont du conduit = 19.63 m²
- Ks : coefficient de Strickler du conduit = 70
- Rh : rayon hydraulique du conduit (Rh section courante = 1. 25)
- L : longueur du conduit = environ 300m
- Il vient donc que:
- H = 1.25 x 10⁻³ Q²

Il vient donc que:

$$Q = 28,26 \cdot \sqrt{H}$$

Soit :

Le tableau ci-après donne la cote Z du plan d'eau amont pour différents débits.

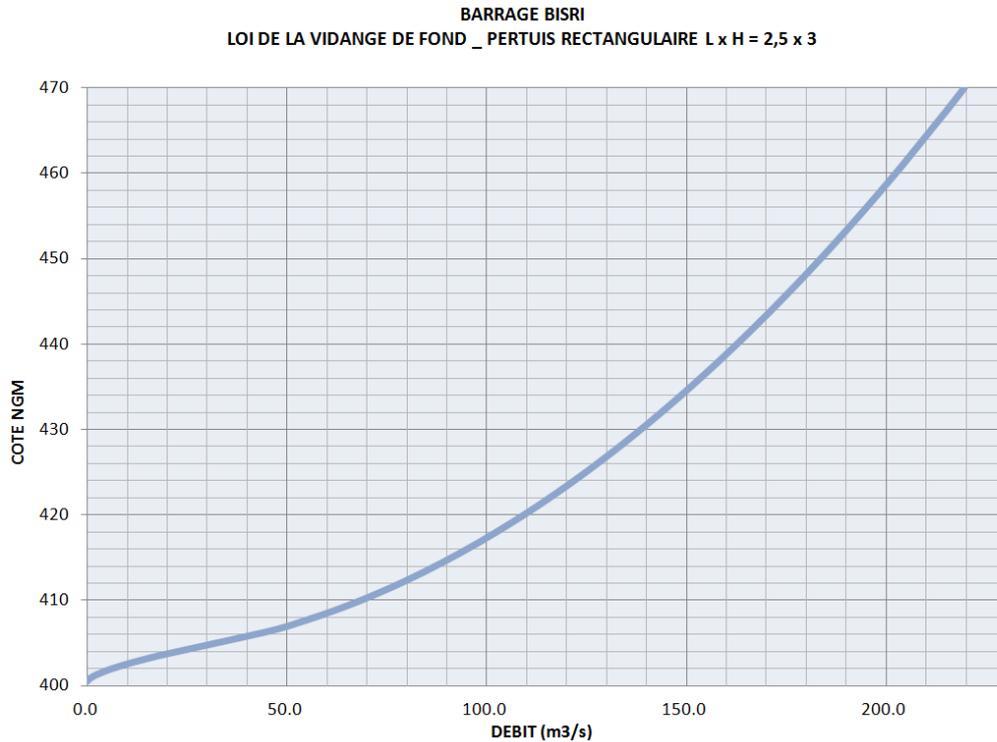
Tableau 3 Galerie de VDF - écoulement en charge - Loi hauteur débit

H (m)	Côte amont ()	Q (m ³ /s)	V (m/s)
0.58	404.08	21.4	2.9
0.58	404.1	20.43	2.7
1.73	405.2	35.38	4.7
5.18	408.7	61.28	8.2
8.63	412.1	79.11	10.5
12.08	415.6	93.61	12.5
15.53	419.0	106.14	14.2
18.98	422.5	117.34	15.6
22.43	425.9	127.57	17.0
25.88	429.4	137.03	18.3
29.33	432.8	145.88	19.5
32.78	436.3	154.22	20.6
37.38	440.9	164.69	22.0
41.98	445.5	174.53	23.3
46.58	450.1	183.84	24.5
51.18	454.7	192.71	25.7
54.63	458.1	199.10	26.5
57.50	461.0	204.26	27.2

3.2 Courbes des Débits de la Vidange

La courbe reliant le débit et la cote de la retenue s'établit comme suit:

Figure 1 Loi hauteur débit de la vidange de fond



Il en vient que le débit transitant par le pertuis de la vidange de fond, sous un plan d'eau amont à la cote de la RN = 461, est d'environ 204 m³/s.

3.3 Régime d'Écoulement Aval

A la sortie du pertuis de contrôle (au niveau de la vanne de réglage), la vitesse de l'écoulement sous la charge de la retenue normale (461) est égale à 27.2 m/s et le débit correspondant est de 204 m³/s.

L'écoulement subit ensuite une perte de charge évaluée à :

- 0,75 V²/2g dans l'élargissement brusque du tunnel,

et reste torrentiel jusqu'au débouché aval de celle-ci.

Au niveau du radier du pertuis de la vidange la charge H₁ est :

$$H_1 = 400.22 + 3 + V_0^2/2g \quad (V_0 = 27.2 \text{ m/s})$$

A l'entrée du tronçon aval la charge H₂ est :

$$H_2 = 398.50 + h_1 + V_1^2/2g$$

où : h₁ et V₁ sont respectivement le tirant d'eau et la vitesse à l'entrée du tronçon aval.

La perte de charge dans l'élargissement est donc :

$$\Delta H = \alpha \frac{V_1^2}{2g} = (3 - h_1) + (400.22 - 398.50) + \frac{V_0^2 - V_1^2}{2g}$$

De plus : $V_1 * h_1 * 5 = Q = 204 \text{ m}^3/\text{s}$ d'où : $V_1 = 40.8 / h_1$

$$\text{Soit donc : } (1 + \alpha) \cdot \frac{V_1^2}{2g} = (3 - h_1) + \frac{V_0^2}{2g} + 1.72$$

$$\text{Où : } h_1^3 - 42.43 * h_1^2 + 148.48 = 0$$

Rappelons qu'à l'aval immédiat du pertuis blindé, la section s'élargit brusquement et rejoint par la suite l'entrée de la galerie aval décrite ci-dessus.

Il vient donc, pour le débit maximum de la vidange, soit $204 \text{ m}^3/\text{s}$, la surface mouillée nécessaire est de l'ordre de 9.6 m^2 avec une vitesse de 21.3 m/s . soit un taux de remplissage voisin de 43%.

Le gonflement de la lame d'eau se fait ensuite progressivement, on admet donc que le jet à son entrée en galerie n'est le siège d'aucune contraction, les conditions d'entrée en conduite sont donc les suivantes :

$$Q = 204 \text{ m}^3/\text{s}, \quad V_e = 21.3 \text{ m/s} \quad \text{pour } h_e = 1.91 \text{ m}$$

A partir de ces données, on procède au calcul de la ligne d'eau par la méthode des différences finies. Les données sont :

- le type de galerie: section pied-droit calotte circulaire,
- la pente $i = 0.92\%$,
- Strickler = 70,
- le débit maximum $204 \text{ m}^3/\text{s}$,
- le tirant d'eau dans la section de départ 1.91 m .

Le calcul se fait par l'intégration de l'équation différentielle du mouvement graduellement varié obtenu à partir du théorème de Bernoulli et de l'expression des pertes de charge par frottement.

Cette équation s'écrit :

$$\frac{dH}{dX} = \frac{I - i}{1 - \frac{Q^2 \cdot L}{g \cdot S^3}}$$

- X : est la distance comptée le long du canal à partir d'une section initiale,
- H : la profondeur d'eau,
- Q le débit,
- L la largeur en surface,
- S la section mouillée,
- I la pente du fond du canal

- i la perte de charge unitaire :
$$i = \frac{Q^2}{K^2 \cdot S^2 \cdot R_h^{4/3}}$$

3.3.1 Effet de la Courbure

Comme décrit ci-avant, le tronçon aval de la galerie de la vidange de fond présente une courbure d'un rayon de 120 m. La surélévation du plan d'eau Δh coté extrados de la courbure due à l'accélération centrifuge, est donnée par :

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

Où :

- V : Vitesse moyenne
- l : Largeur à la base de la section d'écoulement
- R : rayon de courbure
- g : accélération de la pesanteur

Le tableau suivant illustre les résultats de ce calcul :

cote	longueur	hauteur d'eau	section mouillée	vitesse	taux de remplissage	Δh (courbure)	hauteur d'eau (courbure)
398.50	0.0	1.91	9.6	21.3	42.9%	0.00	1.91
398.15	38.1	2.04	10.2	20.0	45.6%	0.00	2.04
397.80	76.1	2.16	10.8	18.9	48.4%	0.00	2.16
397.45	114.2	2.28	11.4	17.9	51.1%	0.00	2.28
397.10	152.2	2.40	12.0	17.0	53.8%	0.00	2.40
396.75	190.3	2.52	12.6	16.2	56.5%	0.00	2.52
396.40	228.3	2.64	13.2	15.4	59.2%	0.00	2.64
396.05	266.4	2.76	13.8	14.8	61.9%	0.93	3.69
395.70	304.4	2.88	14.4	14.2	64.5%	0.85	3.73
395.35	342.5	2.99	15.0	13.6	67.0%	0.00	2.99
395.00	380.5	3.11	15.5	13.2	69.5%	0.00	3.11

Compte tenu des conditions d'entrée en galerie, il apparaît donc que pour le débit de 204m³/s, l'écoulement dans la galerie est torrentiel ($y_c=5.54m > y_n=4.44m$), la vitesse de sortie V_s est de l'ordre de 13.2m/s et la hauteur d'eau à l'extrémité aval de la galerie, après environ 380m de trajet est de 3.11 m, soit un taux de remplissage de la section courante d'environ 70%¹. A l'approche de la tête aval, la section de la galerie est élargie pour réduire le débit unitaire du jet et par la suite sa capacité érosive. Ainsi, la largeur passera alors de 4.5 à 8m.

3.4 Aération Du Jet

Le pertuis de vidange a été conçu de manière à aérer convenablement la veine liquide à l'aval de la vanne de réglage via le puits de vannage, d'accès et d'aération.

Un débit d'air voisin du débit d'eau est nécessaire pour permettre une bonne aération. Ainsi, pour un débit de 204m³/s, et en considérant que la vitesse maximale de circulation

¹ et 2 Ces valeurs sont calculées pour une largeur constante de la galerie. Compte tenu de l'élargissement prévu à l'approche de la cuillère, ces taux de remplissage seront réduits.

de l'air dans le pertuis est de 40 m/s, la section maximale de ce dernier devrait être d'environ 5.1 m² (soit environ 23%² de la section totale de la galerie aval).

Il vient donc que pour l'écoulement qui se produit dans cette galerie, la marge disponible pour absorber le gonflement dû à l'entraînement de l'air et à sa mise en émulsion dans la veine liquide est suffisante.

3.5 Durée de Vidange de la Retenue

Le calcul de la durée de la vidange de la retenue a été fait à partir de la courbe de débit établie précédemment dans deux cas de figures :

- Apport nul
- Apport moyen de 20 m³/s, correspondant à environ 5 fois le module moyen annuel

Il est basé sur la résolution de l'équation de rétention suivante :

$$dV(z) = Q_e(t).dt - Q_r(t).dt$$

Où :

- $Q_e(t)$: débit entrant à l'instant t
- $Q_r(t)$: débit évacué par la vidange pour un niveau de la retenue à la cote z
- $V(z)$: volume de la retenue à la cote z.

La vidange depuis la retenue normale (461) jusqu'à la cote du seuil de la vidange (400.5) dure, dans ces conditions :

- Environ 9 jours en dehors des périodes de crues (apport nul).
- Environ 11 jours avec un apport moyen de 20 m³/s.

Les courbes de descente du plan d'eau et des débits restitués en fonction du temps, sont reportées sur les figures ci-après.

Figure 2 Vidange de la retenue avec apport nul

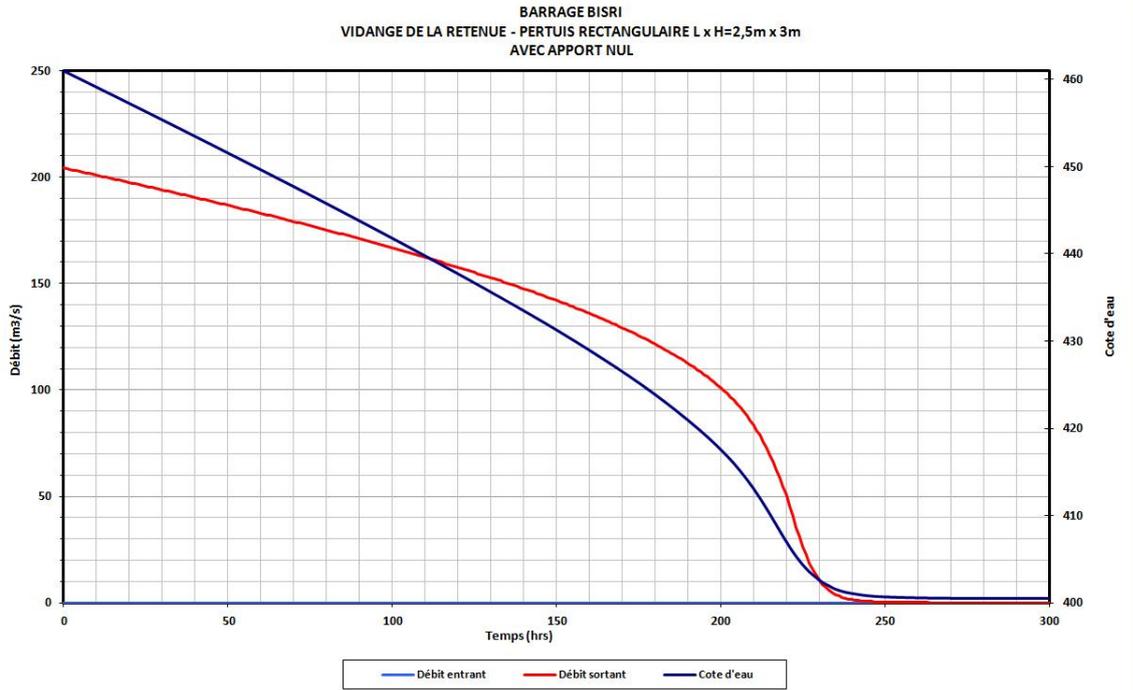
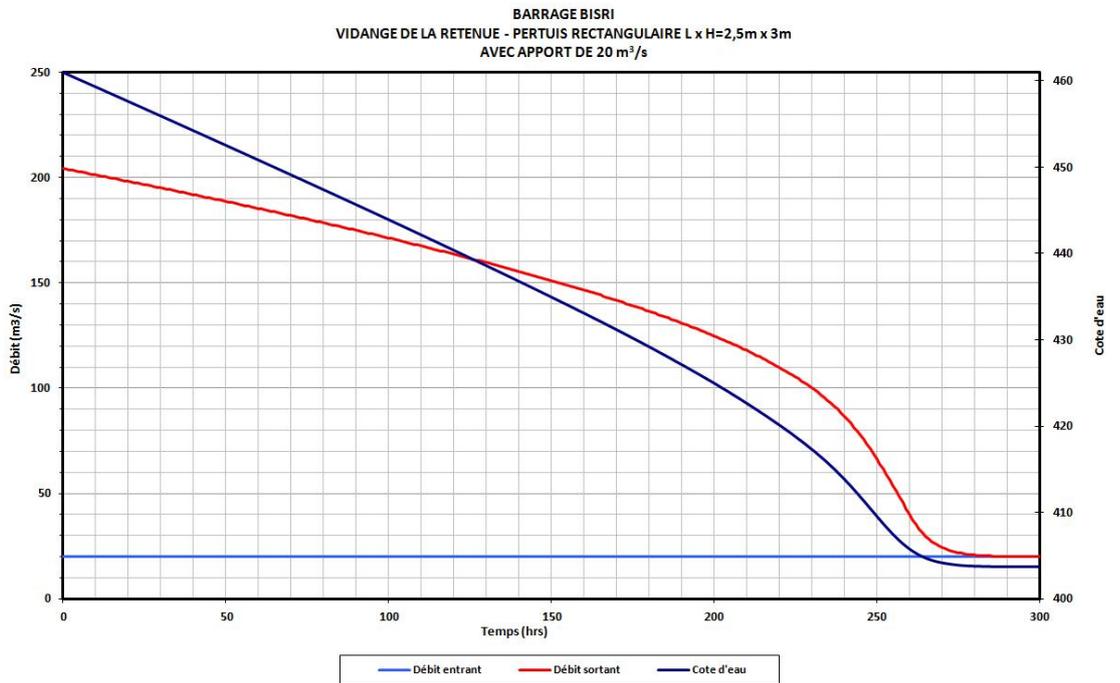


Figure 3 Vidange de la retenue avec apport de 20m³/s



3.6 Portée du Jet et Fosse d'Erosion

La trajectoire du jet d'eau au-delà de la cuillère est donnée par la formule suivante (cf. Design of Small Dams) :

$$y = x.tg\theta - \frac{x^2}{4.K.(d + h_v).cos^2\theta}$$

- Avec :
- θ angle de tir,
 - d tirant d'eau au niveau de la cuillère,
 - h_v terme d'énergie cinétique ($V^2/2g$),
 - K coefficient tenant compte des pertes par frottement et de la résistance de l'air, (estimé à 0,9)

Pour un angle de tir de 30° , le jet d'eau sera projeté sur une distance voisine de 20m, à partir de l'extrémité de la cuillère.

La profondeur de la fosse d'érosion peut être estimée par la formule de VERONESE suivante :

$$D = 1.9.H^{0.225}q^{0.54}$$

Où :

- D est la profondeur de la fosse d'érosion
- H est la hauteur de chute (y compris le tirant d'eau)
- q est le débit unitaire

Pour le fonctionnement de la vidange de fond, la profondeur de la fosse d'érosion est de l'ordre 12.4m. Avec des talus d'équilibre pentés à 1.5H/1V, la structure aval risquerait bien d'être touchée, ce qui amène à affiner la conception pour éliminer ce risque. Cela fera l'objet des essais sur modèle réduit, où il serait intéressant de tester également un ouvrage de sortie muni d'un redent.

3.7 Basculement de l'Oued dans la Galerie de la VDF

3.7.1 Laminage de la Crue de Chantier par la VDF

Afin de pouvoir achever la mise en place des remblais du barrage BISRI et la bouchure du chenal de dérivation, le phasage des travaux proposé prévoit le basculement de la rivière dans la galerie de la vidange de fond, équipée préalablement lors d'une saison sèche par les équipements hydro-électromécaniques. Ce basculement devrait intervenir lors de la saison humide suivante.

L'objectif de ce paragraphe est d'étudier les conditions de l'écoulement dans cette galerie et la détermination des débits transitant par cette dernière.

Les hypothèses retenues pour le calcul sont les suivantes :

- La courbe hauteur/capacité de la retenue est celle présentée en annexe.
- L'hydrogramme de crue a la forme de « l'hydrogramme type » présenté en annexe. Le débit de pointe de la crue de chantier de fréquence 1/100 ans est de $630 \text{ m}^3/\text{s}$,
- La loi d'écoulement de la vidange de fond est celle décrite au paragraphe 3.1

Le calcul montre qu'en phase de chantier, la cote maximale atteinte par le plan d'eau amont, à l'occurrence de la crue de chantier est d'environ 416,0. Le débit restitué de la vidange de fond est d'environ 95 m³/s.

Ainsi, pour assurer, il est recommandé d'atteindre une cote de remblais supérieure à 417 NGL, avant de pouvoir avec un pertuis de contrôle équipé.

La mise en place de la bouchure du chenal de dérivation provisoire devrait s'opérer avant la fin d'une saison sèche (lors de laquelle le pertuis de contrôle de la VDF serait équipé). La cote des remblais devrait également dépasser la cote 417 NGL, afin d'assurer la protection de l'enceinte des travaux vis-à-vis de la crue de chantier Q₁₀₀ lors du basculement de l'écoulement dans la galerie de la vidange de fond.

4 EVACUATEUR DE CRUE

L'évacuateur de crue est conçu pour garantir le passage de la crue de projet (Crue Maximum Probable), sous le niveau de la crête, avec une revanche suffisante.

La justification de la conception retenue, décrite ci-après, est donnée dans le mémoire descriptif et justificatif du présent dossier.

L'évacuateur de crue du barrage Bisri est un seuil libre implanté sur la rive gauche de la digue, calé à la cote de la retenue normale 461. Il a une forme circulaire ayant une longueur développée de 45m. Son profil est calculé (selon les recommandations du Design of small dams de l'USBDR) de façon à ce que la nappe inférieure de la lame d'eau reste constamment collée dessus.

Le seuil est suivi d'un convergent ramenant la largeur du coursier à 30m et se termine à l'aval par un divergent et une cuillère, capable de projeter le jet plus loin à l'aval. La cuillère pourra être munie de redents visant à assurer un croisement des jets et une dissipation de l'énergie avant l'impact aval. Les dispositions retenues dans la présente note restent à valider sur modèle réduit hydraulique conformément aux exigences des termes de référence.

La structure de la cuillère de l'évacuateur abrite également la sortie de la vidange.

L'évacuateur a été conçu pour garantir, à lui seul, le passage de la crue de projet sous le niveau de la crête, avec une revanche acceptable. La vidange intervenant comme évacuateur de secours, même si elle est appelée à être ouverte avant le déversement de l'évacuateur.

La loi du débit évacué par le seuil déversant est : $Q = C.L.H^{3/2}$

Avec Q : Débit en m^3/s

C : coefficient de débit

L : longueur déversante en m

H : charge au-dessus du seuil en m

Les paramètres caractéristiques de l'écoulement pour la crue de projet, et en cas de fonctionnement de l'évacuateur de crue seul, sont :

$H_0 = 5.7$ m (hauteur maximale au-dessus du seuil)

$P =$ hauteur de pelle = $461-459 = 2$ m

On a donc $P/H_0 = 0.351$

D'après le diagramme de l'USBDR présenté en annexe, le coefficient du débit est égal à : $C_0 = 2,06$.

4.1 Calcul de Laminage des Crues

La crue exceptionnelle contre laquelle le barrage doit être protégé est la CMP dont le débit de pointe de $2300m^3/s$.

La loi hauteur - débit évacué utilisée pour l'étude de laminage est celle déterminée dans le paragraphe précédent. Il est supposé qu'à l'arrivée de la crue CMP, le plan d'eau est établi à la cote de retenue normale. On obtient le résultat suivant :

Tableau 4 EVC – résultats du calcul de laminage

Fonctionnement	Débit entrant max en m ³ /s	Niveau des PHE	Hauteur de marnage (PHE) en m	Débit sortant max en m ³ /s
EVC seul	2300	466.70	5.70	1261
EVC + VDF	2300	465.31	4.31	1040

Les courbes récapitulant les résultats des calculs effectués sont données en annexe.

4.2 Profil du Déversoir

Le déversoir aura un profil standard type Creager normal défini par l'équation :

$$\frac{Y}{H_0} = -K \left(\frac{X}{H_0} \right)^n$$

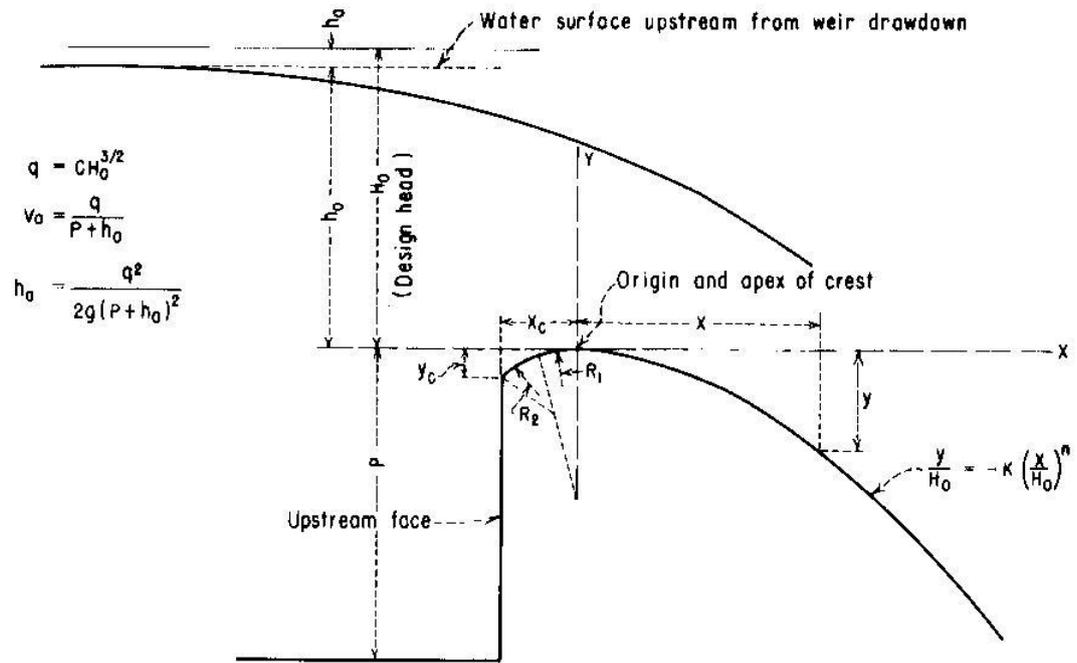
- X = coordonnée suivant un axe horizontal amont aval.
- Y = coordonnée suivant un axe vertical descendant
- H₀ = charge au dessus du seuil pour les plus hautes eaux
- K et n = coefficients dépendant du rapport de dimensionnement h_a/H₀, et du fruit du parement amont. h_a étant le terme de l'énergie cinétique de la charge au-dessus de la crête.

Le profil retenu correspond à une charge de 5.70 m, qui est le niveau des plus hautes eaux. Où :

Tableau 5 Paramètres géométriques du seuil Creager

n	K	Xc/H ₀	Yc/H ₀	R1/H ₀	R2/H ₀
		0,190	0,047	0,420	0,405
1.765	0.51	Xc	Yc	R1	R2
		1,08	0,27	2,39	2,31

Figure 4 Caractéristiques géométriques du seuil de l'évacuateur de crues



4.3 Coursier et Cuillère

4.3.1 Courbe de remous le long du coursier

La ligne de remous le long du coursier a été déterminée pour le débit sortant maximal de l'évacuateur de crue lors du passage de la crue de projet, sans fonctionnement de la vidange de fond.

Tel qu'il est décrit au début de ce chapitre, la largeur de l'écoulement passe de 45m le long du seuil à 30m au droit de la section courante du coursier. Cette convergence a été dessinée de sorte à éviter la création de fortes turbulences.

Le tracé en plan du coursier comporte également une courbure d'un rayon de 115 m engendrant ainsi une surélévation du plan d'eau du coté extrados de la courbure, due à la force centrifuge. Pour éviter un départ important de l'écoulement vers la rive gauche au passage du coude, un mur de 80cm d'épaisseur est disposé dans l'axe du coursier le long de la courbure, pour répartir l'écoulement en deux compartiments assurant une meilleure répartition de l'écoulement à l'aval du coude.

A l'approche de la cuillère, le coursier s'élargit pour réduire le débit unitaire restitué et réduire en conséquence la profondeur de la fosse d'érosion. Ainsi la largeur de l'écoulement passe de 30 à environ 43.5m.

A partir du seuil il a été procédé au calcul de la ligne d'eau dans le convergent par la méthode des différences finies. Les données sont :

- section rectangulaire de largeur variable (45 à 30m),
- la pente $i = 0.11\%$ (9H/1V),
- Strickler = 70,

Le calcul se fait à l'aide du logiciel HEC-RAS (Hydraulic Engineering Center : River Analysis System).

Le tableau ci-après récapitule les caractéristiques hydrauliques de l'écoulement, le long du coursier, pour le passage de la crue de projet.

Q Total (m ³ /s)	Radier du coursier	Niveau d'eau	hauteur d'eau (m)	Niveau critique	Vitesse (m/s)	section mouillée (m ²)	Nombre de Froude
1261	461	465.3	4.30	465.3	6.5	193.67	1.0
1261	458.73	461.69	2.96	463.29	10.3	122.09	1.9
1261	455.7	458.13	2.43	460.37	13.0	96.86	2.7
1261	454.2	457.06	2.86	459.56	13.6	92.53	2.6
1261	452.7	455.61	2.91	458.34	14.4	87.3	2.7
1261	441.6	443.75	2.15	447.24	19.5	64.63	4.2
1261	427.54	429.36	1.82	433.18	23.1	54.51	5.5
1261	427.11	428.93	1.82	432.75	23.2	54.33	5.5
1261	427	428.86	1.86	432.74	23.2	54.33	5.4
1261	425.4	427.24	1.84	431.14	23.5	53.74	5.5
1261	424.3	426.13	1.83	430.04	23.6	53.34	5.6
1261	423.2	425.01	1.81	428.94	23.8	52.97	5.6
1261	422.1	423.9	1.80	427.84	24.0	52.61	5.7
1261	420.9	422.69	1.79	426.64	24.2	52.2	5.8
1261	419.8	421.58	1.78	425.54	24.3	51.88	5.8
1261	418.7	420.47	1.77	424.44	24.5	51.58	5.9
1261	417.7	419.46	1.76	423.44	24.6	51.34	5.9
1261	417.65	419.36	1.71	423.29	24.6	51.32	6.0
1261	417.59	419.3	1.71	423.23	24.6	51.33	6.0
1261	415.12	416.81	1.69	420.76	24.9	50.55	6.1
1261	412.06	413.41	1.35	416.98	25.4	49.72	7.0
1261	410	411.2	1.20	414.56	25.5	49.48	7.4
1261	411.24	412.43	1.19	415.64	24.3	51.95	7.1

Il apparaît donc que la ligne de remous est celle d'un remous d'abaissement (écoulement accéléré). Et que l'écoulement le long du coursier est torrentiel jusqu'à la cuillère calée à la cote 411.24 NGL.

Après un trajet de 422 m environ, la vitesse de sortie VS est de l'ordre de 24.3 m/s pour une hauteur d'eau de 1.2 m.

4.3.2 Revanche

La revanche R_v dans le cas d'un canal à régime torrentiel est donnée par la formule empirique suivante (exprimée en unités SI) d'après Design of Small Dams :

$$R_v = 0.61 + 0.037 V \sqrt[3]{h}$$

Avec : V : Vitesse moyenne et h : tirant d'eau

La valeur minimale de cette revanche est de 1.0 m et atteint 1.7m au niveau de la courbure du coursier. Cependant l'étude du rehaussement dû à la courbure et la revanche nécessaire devra faire l'objet d'essais sur modèle réduit.

4.3.3 Cuillère, jet d'eau et fosse d'érosion

La trajectoire du jet d'eau au-delà de la cuillère est donnée par la formule suivante (cf Design of Small Dams) :

$$y = x.tg\theta - \frac{x^2}{4.K.(d + h_v).cos^2\theta}$$

- Avec :
- θ angle de tir,
 - d tirant d'eau au niveau de la cuillère,
 - h_v terme d'énergie cinétique ($V^2/2g$),
 - K coefficient tenant compte des pertes par frottement et de la résistance de l'air, (estimé à 0,9)

Pour un angle de tir de 25°, le jet d'eau sera projeté sur une distance d'environ 66m, à partir de l'extrémité aval de la cuillère.

La profondeur de la fosse d'érosion peut être estimée par la formule de VERONESE suivante :

$$D = 1.9.H^{0.225} q^{0.54}$$

Où :

- D est la profondeur de la fosse d'érosion
- H est la hauteur de chute (y compris le tirant d'eau)
- q est le débit unitaire

Pour le fonctionnement de l'évacuateur de crues, la profondeur de la fosse d'érosion de l'ordre 19.5 m, reste acceptable compte tenu de la distance qui la sépare de la cuillère. Cela sera vérifié sur modèle et les dispositions nécessaires visant à protéger les structures, mais aussi le pied aval des remblais, seront alors arrêtées.

5 ANNEXES



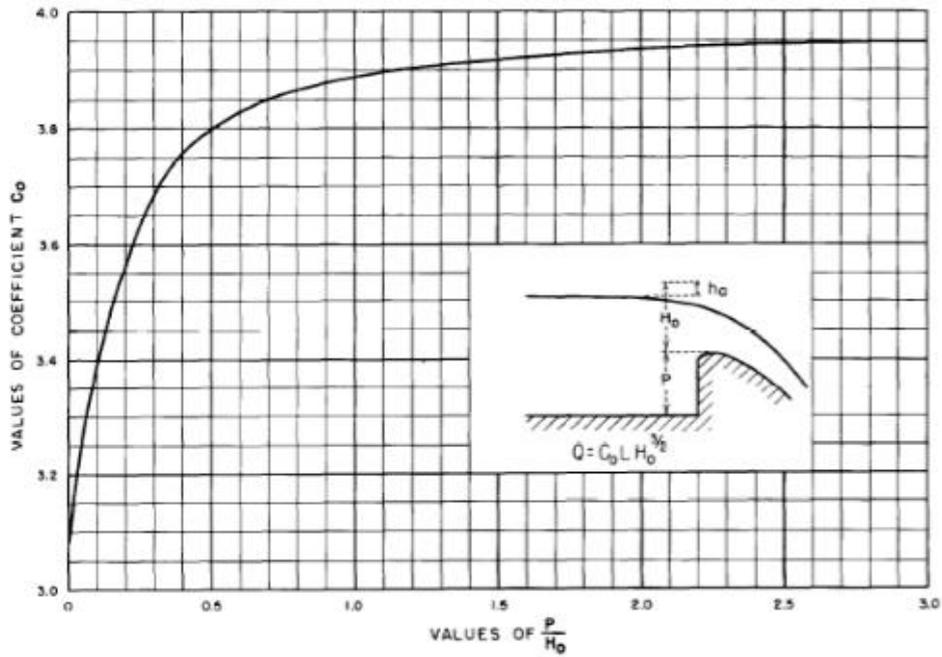


Figure 9-23.—Discharge coefficients for vertical-faced ogee crest. 288-D-2409.

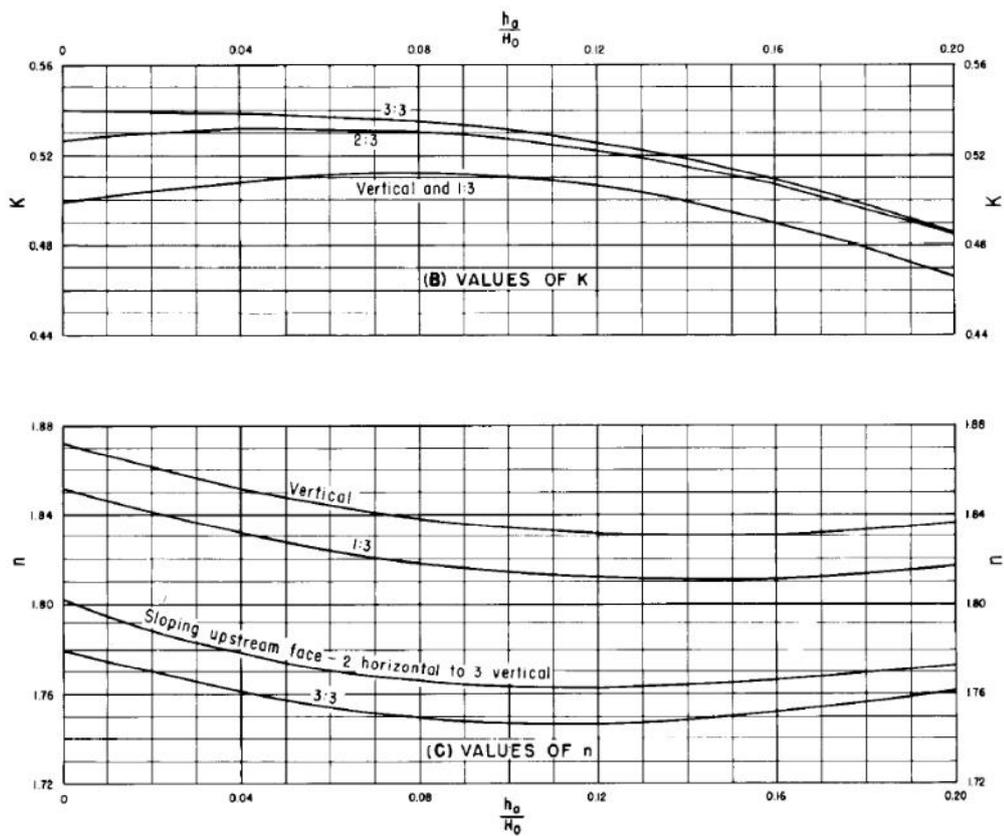


Figure 9-21.—Factors for definition of nappe-shaped crest profiles. 288-D-2406. (Sheet 1 of 2).

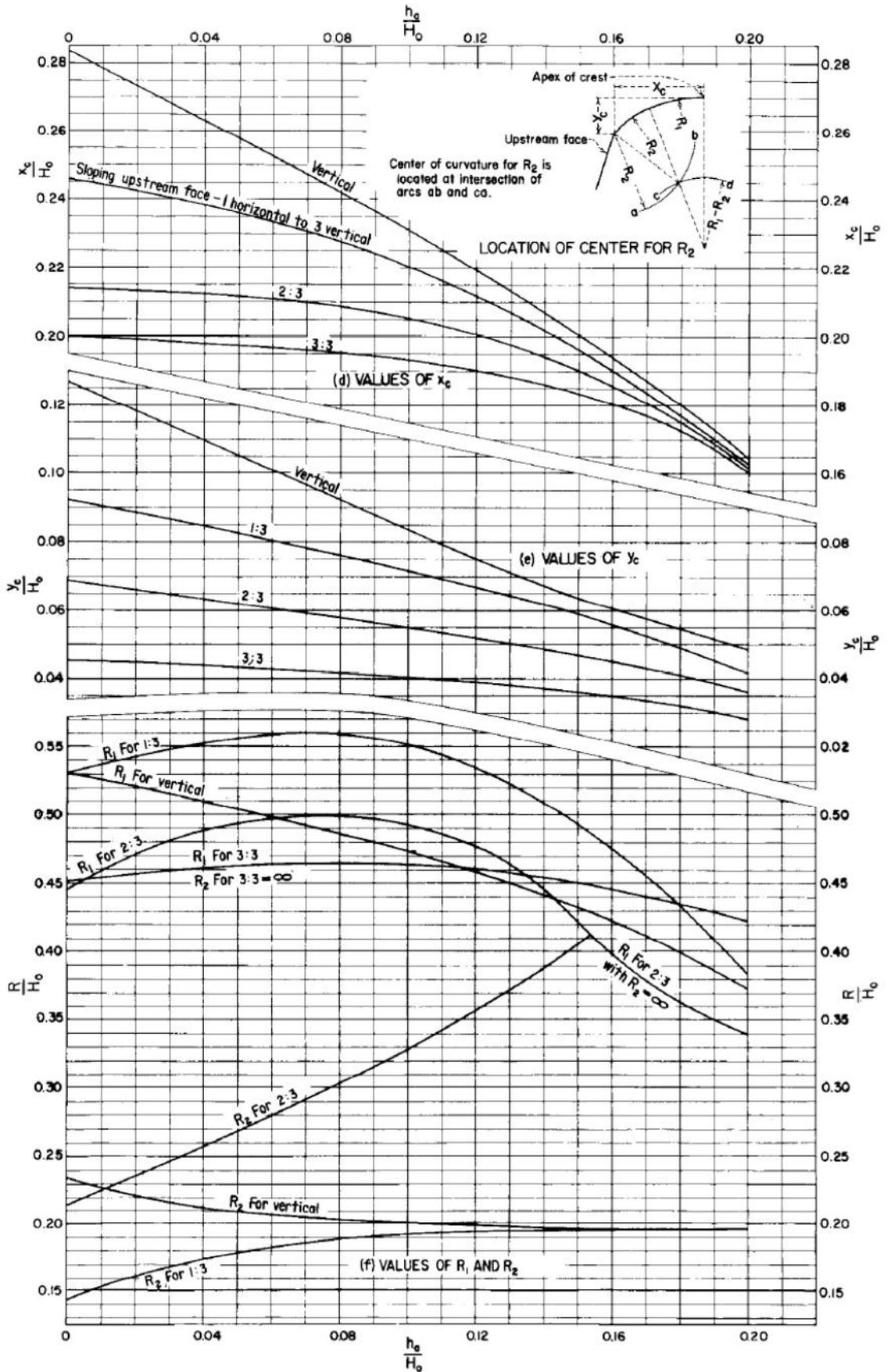


Figure 9-21.—Factors for definition of nappe-shaped crest profiles. 288-D-2407. (Sheet 2 of 2).

Figure 5 Courbe hauteur-capacité de la retenue

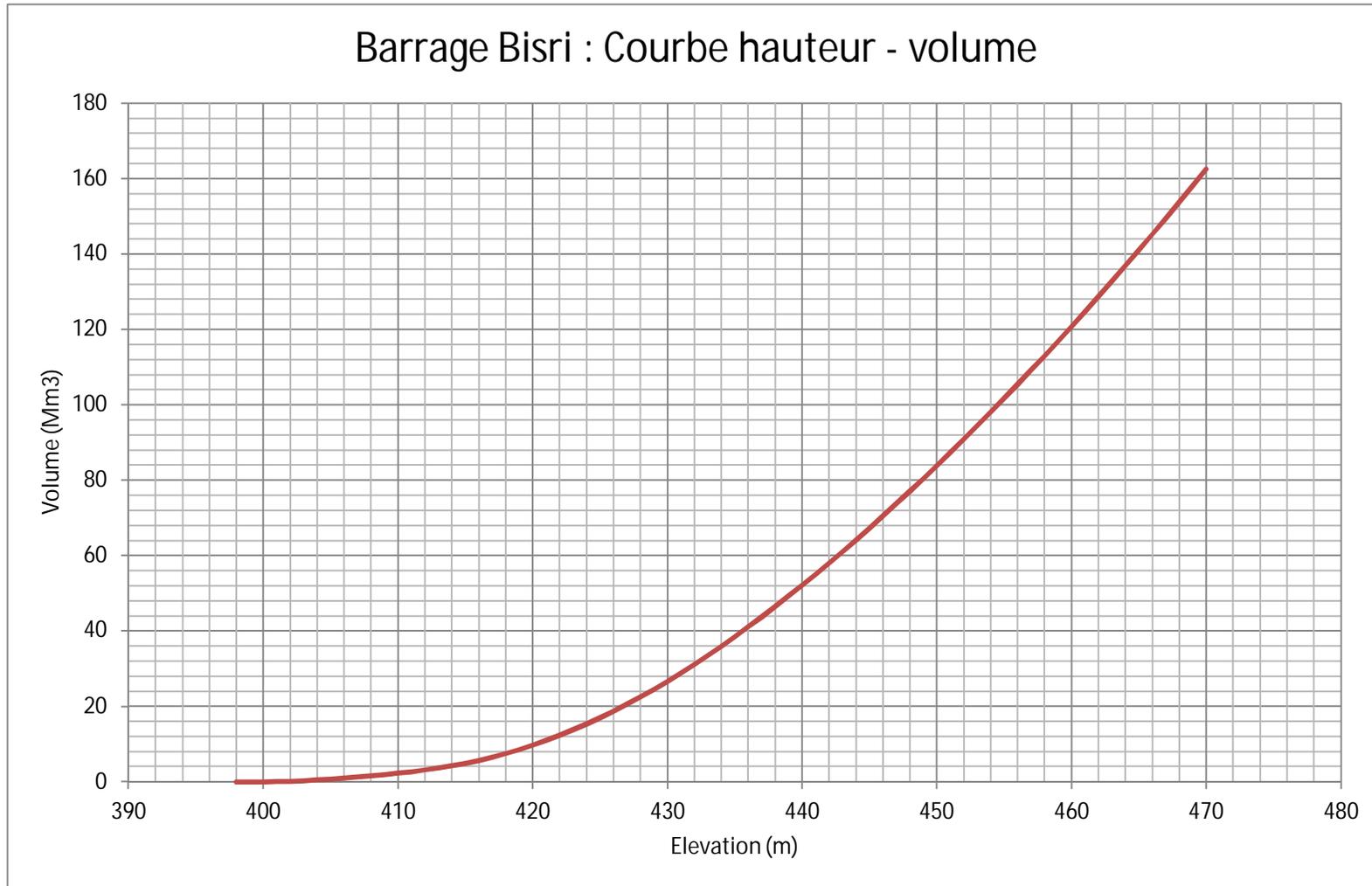


Figure 6 Loi d'écoulement de la DP

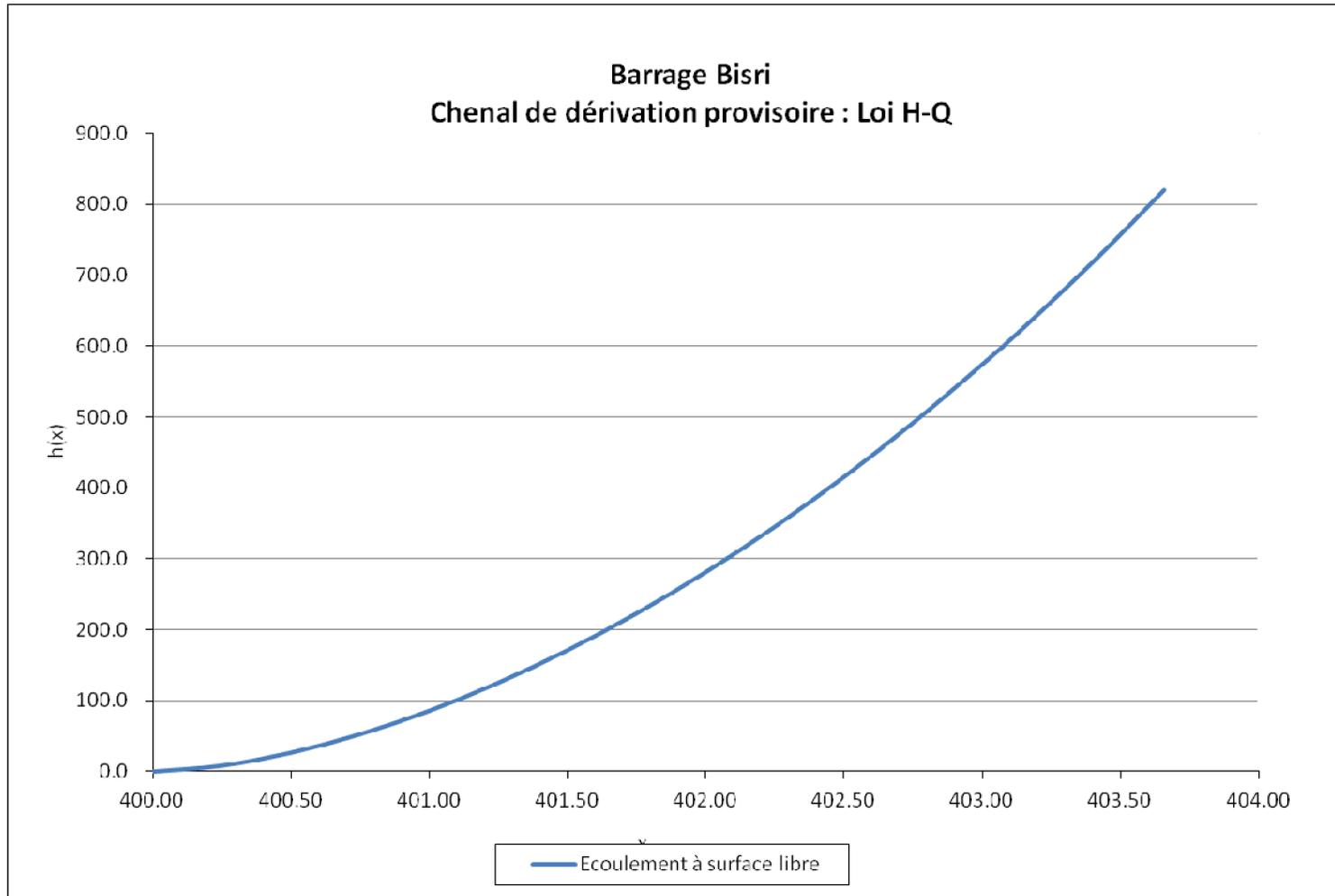


Figure 7 Laminage de la crue de chantier par le chenal

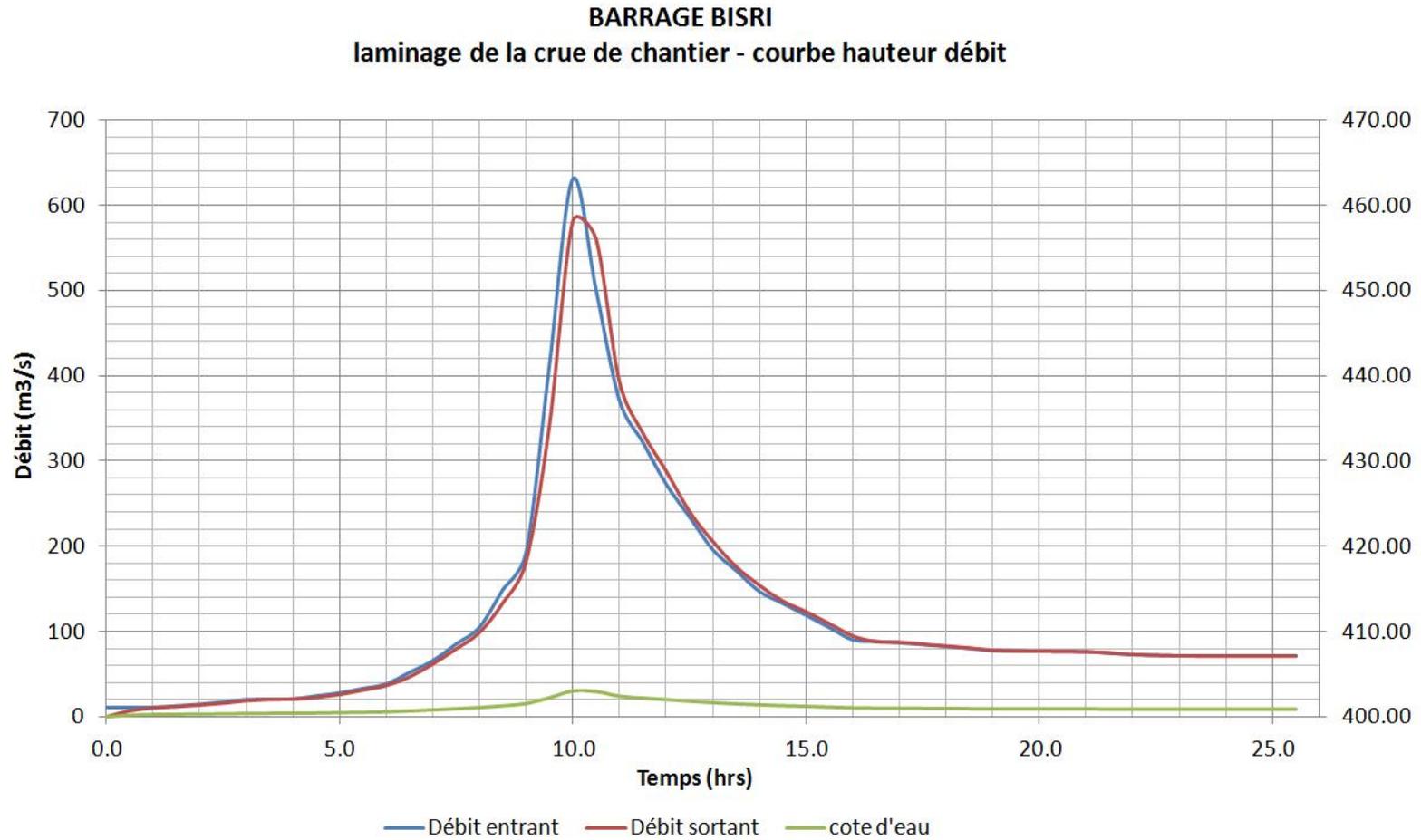


Figure 8 Laminage de la crue de chantier par la VDF

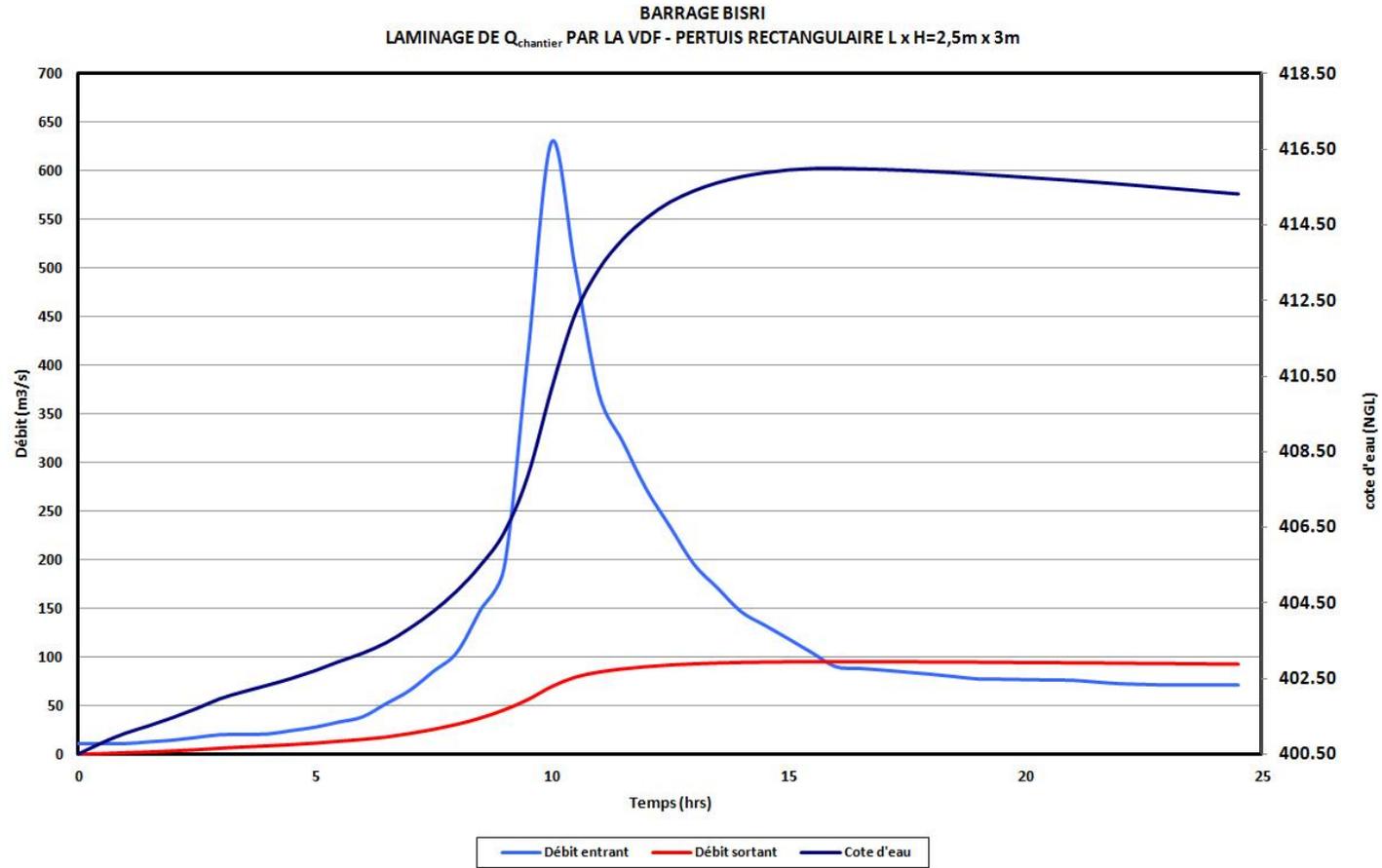


Figure 9 Laminage de la crue de projet pour le fonctionnement de l'EVC seul

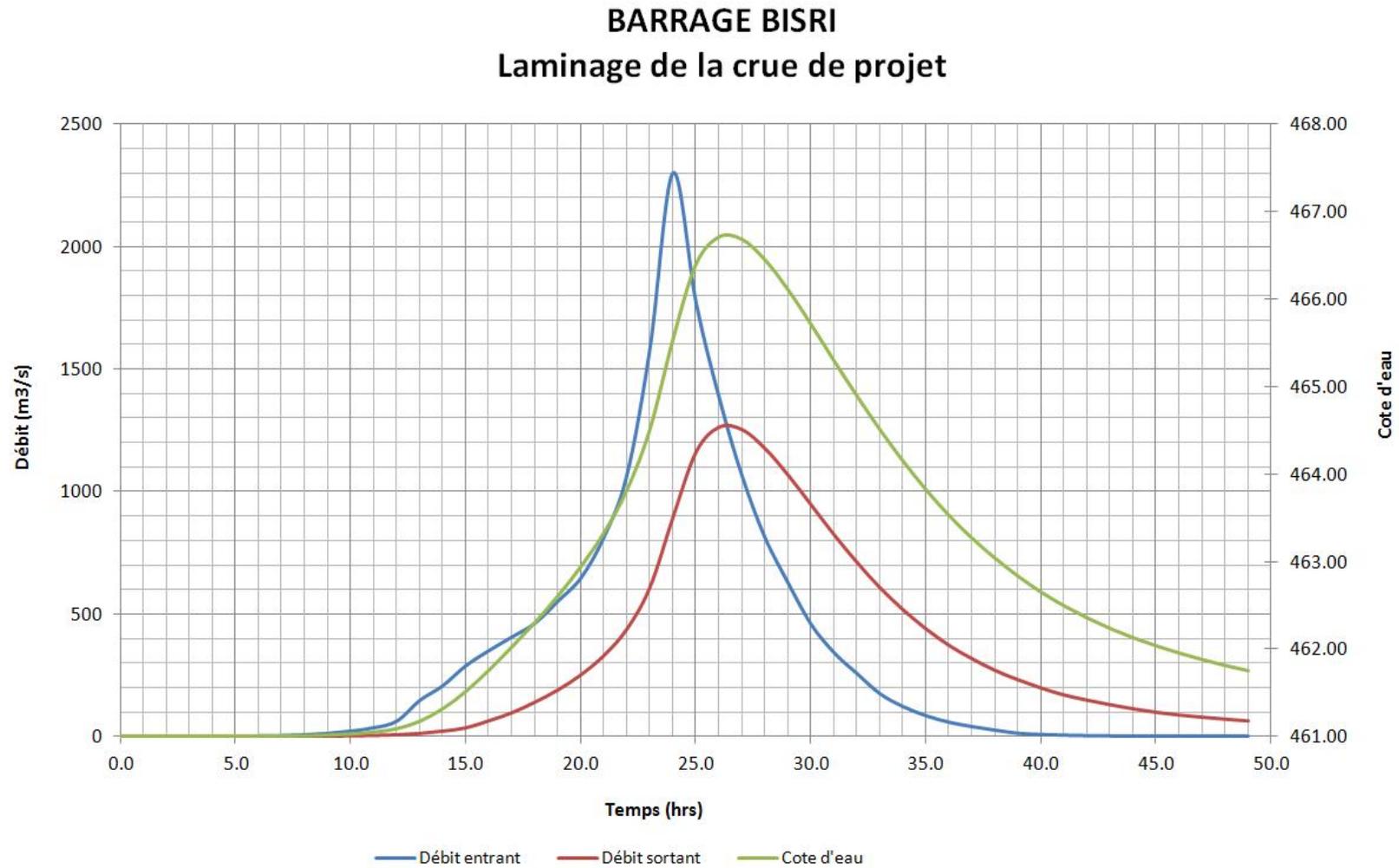


Figure 10 Hydrogramme de la crue de projet

Figure 5.12: Spillway Design Flood Hydrograph

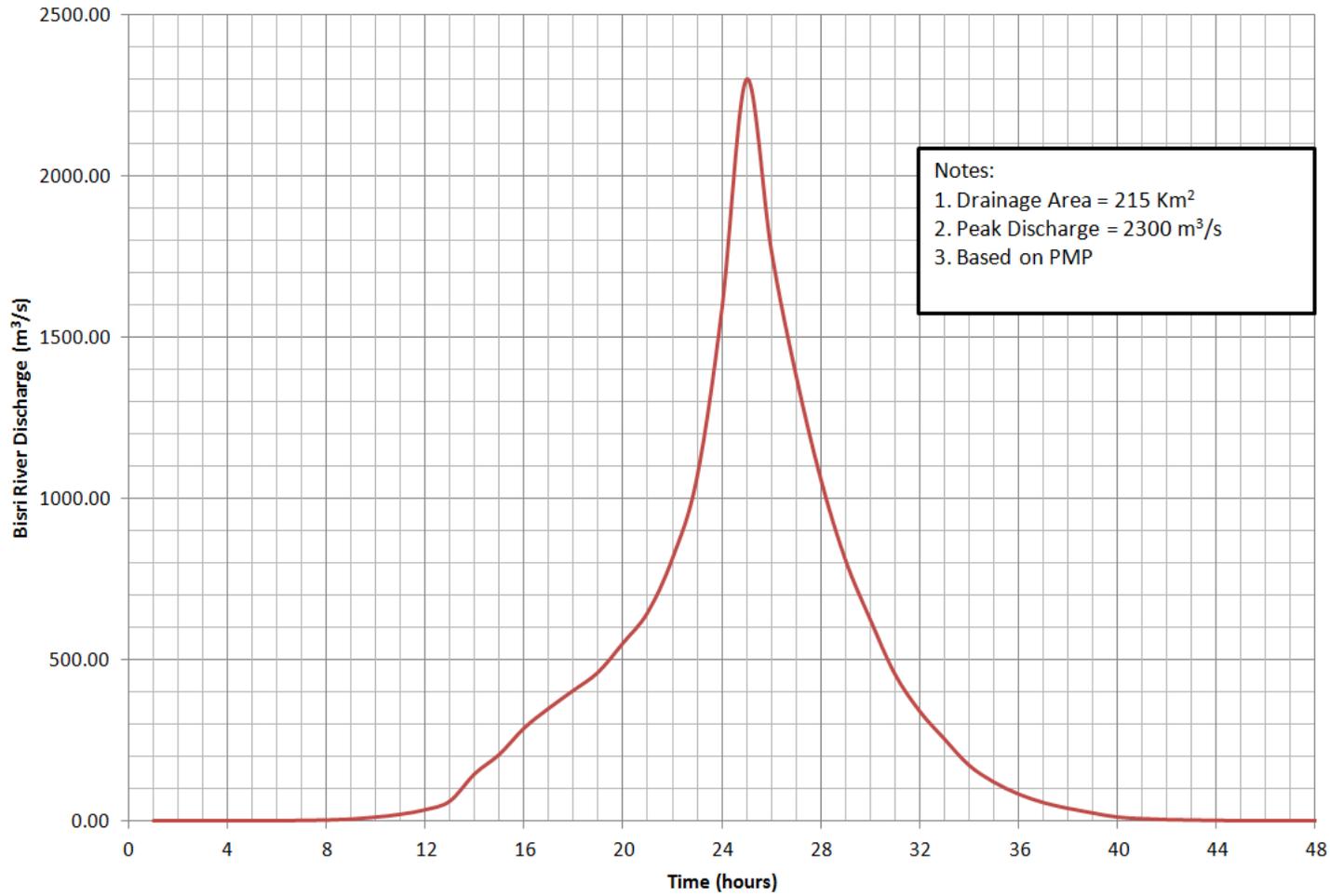


Figure 11 Hydrogramme de la crue de chantier

Figure 5.2: Flood Hydrograph / 50-Year Recurrence Interval

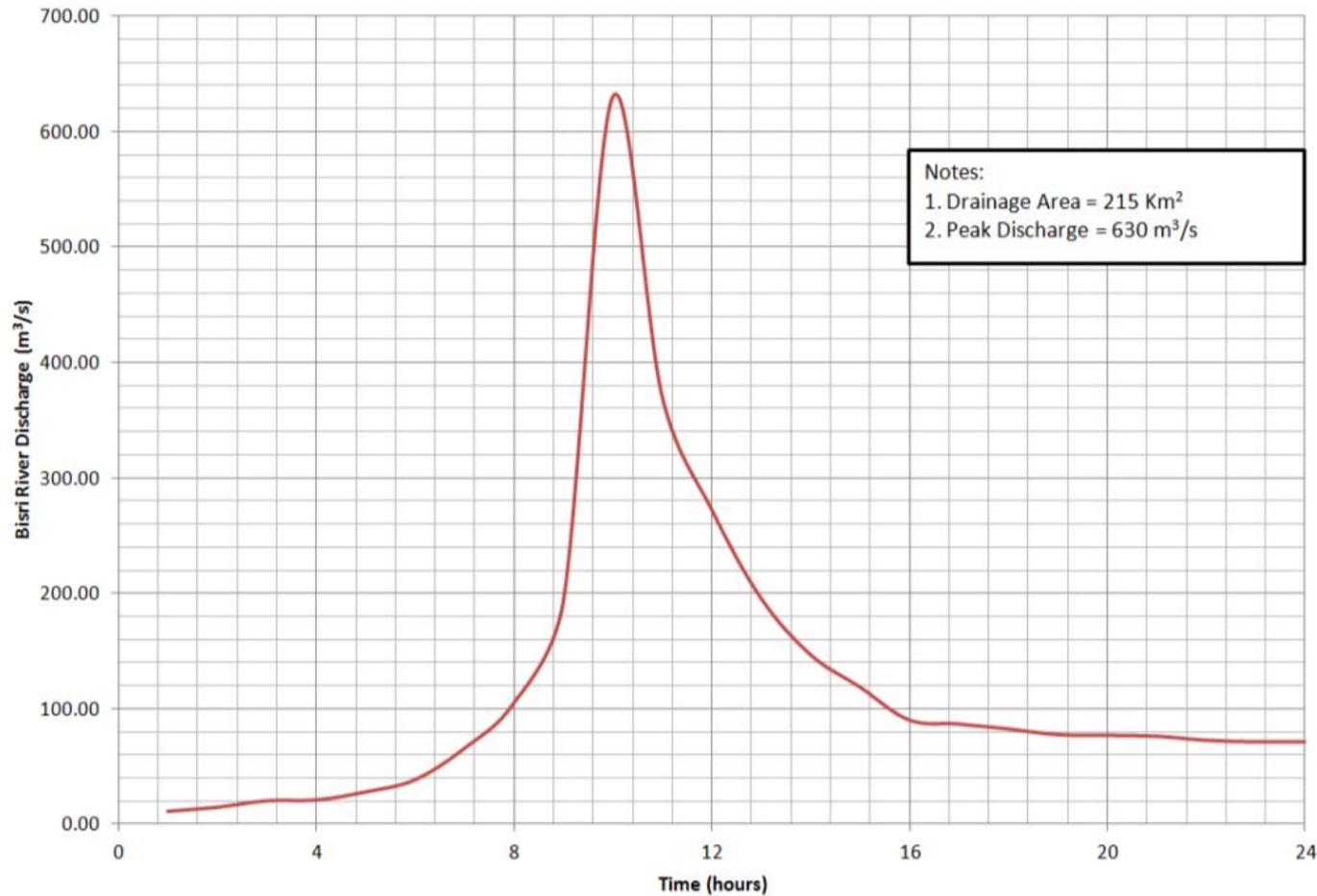


Figure 12 Courbe de remous le long du coursier de l'EVC (sortie HEC-RAS)

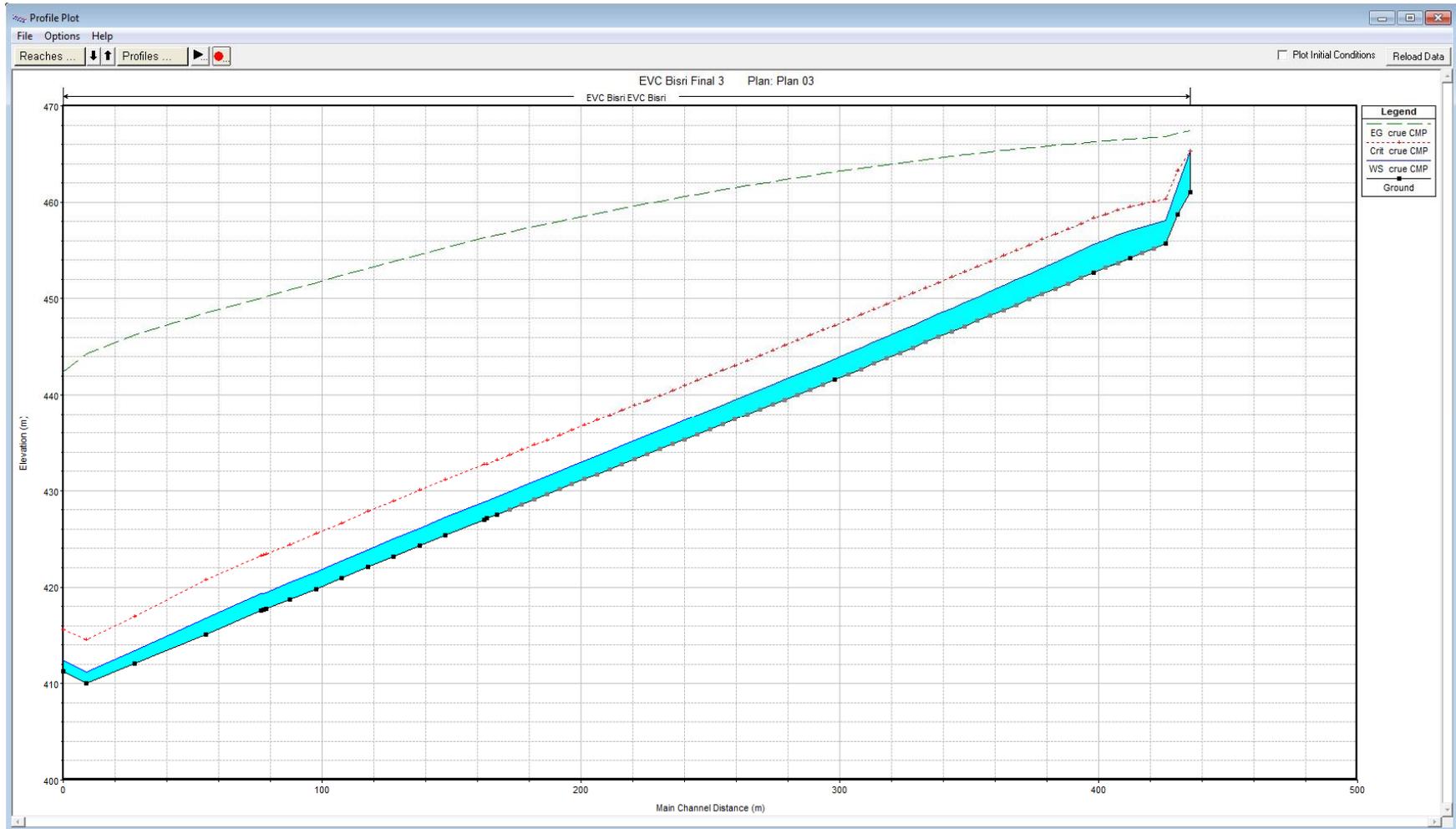


Figure 13 Courbe de remous le long du coursier de l'EVC (sortie HEC-RAS) – vue 3D

