

# RESERVE DE SUBSTITUTION DU CHÂTELAR

LA ROCHE-DES-ARNAUDS (05)



ETUDE HYDROLOGIQUE ET HYDRAULIQUE

DECEMBRE 2023

<b>N° du Projet</b>	<b>PRJ05922</b>		
<b>Indice</b>	<b>0</b>	<b>1</b>	<b>2</b>
<b>Date</b>	<i>01/10/2021</i>	<i>17/01/2024</i>	
<b>Nature des modifications</b>	<i>Initiale - provisoire</i>	<i>Intégration des remarques du MOA du 22/09/2023 et 09/01/2024</i>	
<b>Rédigé par</b>	<i>Mingxuan DU Ingénieur chargé d'études</i>	<i>Fernando MAELLA Ingénieur chargé d'études</i>	
<b>Vérifié par</b>	<i>Denis CHAUSSEE Chef de projets</i>	<i>Denis CHAUSSEE Directeur de projets</i>	

# SOMMAIRE

1	CONTEXTE DE L'ETUDE .....	6
2	ETUDE HYDROLOGIQUE.....	8
2.1	DESCRIPTION DU BASSIN VERSANT.....	8
2.2	CONSTRUCTION DES PLUIES DU PROJET.....	8
2.2.1	METHODE DE DOUBLE TRIANGLE.....	8
2.2.2	METHODE DE KEIFFER .....	9
2.3	MODELE SCS .....	10
3	ETUDE HYDRAULIQUE .....	12
3.1	LAMINAGE .....	12
3.2	REVANCHE.....	14
3.3	CAPACITE DE L'EVACUATEUR.....	14
3.4	CAPACITE DE VIDANGE.....	15
4	CONCLUSION.....	16

## INDEX DES ILLUSTRATIONS

Figure 1 : Plan du projet de la retenue .....	7
Figure 2 : Pluies de projet P3000 et P30 000 utilisées dans l'étude de 2019 .....	8
Figure 3 : Pluie de projet P3000 et P30 000 construite avec la méthode Keiffer .....	9
Figure 4 : Hydrogramme Q3000 et Q30 000 simulés avec les pluies de double triangle.....	10
Figure 5 : Hydrogramme Q3000 et Q30 000 simulés avec les pluies de Keiffer .....	10
Figure 6 : Courbe hauteur-volume utilisée dans l'étude de 2019.....	12
Figure 7 : Formule de débitance du déversoir.....	12
Figure 8 : Calcul de laminage pour Q3000 et Q30 000 .....	13
Figure 9 : Profil en long de la ligne d'eau simulée avec $Q=1,23 \text{ m}^3/\text{s}$ .....	15

## INDEX DES TABLEAUX

Tableau 1 : Récapitulatif des informations du bassin versant de la retenue de Châtelar .....	8
Tableau 2 : Intensité de pluie extrapolée à partir des quantiles de pluie de l'étude 2019 .....	9
Tableau 3 : Débits de pointe et volume de crue simulés avec le modèle SCS (sans compter la pluie sur le plan d'eau) .....	11
Tableau 4 : Résultat du calcul de laminage pour Q3000 et Q30 000 .....	13
Tableau 5 : Synthèse de calcul des hauteurs de vague .....	14

## BIBLIOGRAPHIE

**Desbordes M. et Raous P.** Fondement de l'élaboration d'une pluie de projet urbaine : méthode d'analyse et application à la station de Montpellier-Bel Air [Article] // La météorologie. - 1980. - 20 et 21 : Vol. 5. - pp. 317-326.

**Keifer Clint J. et Chu Henry Hsien** Synthetic Storm Pattern for Drainage Design [Article] // Journal of the Hydraulics Division. - 1957.

**United States Department of Agriculture NRCS** Urban hydrology for small watersheds [Rapport]. - 1986.

**USDA** Hydrology, Chapitre 7, Hydrologic soil groups [Rapport]. - 2007.

# 1 CONTEXTE DE L'ETUDE

L'ASA du Canal de Gap entend se positionner sur la mise en œuvre d'un stockage de substitution de la ressource en eau sur la commune de la Roche-des-Arnauds (05), au lieu-dit le Châtelar. Ce projet d'environ 1 000 000 m<sup>3</sup>, vise à sécuriser accompagner un processus d'augmentation de débit réservé sur le Drac.

La société SOMIVAL a réalisé la conception en 2014, puis deux mises à jour du projet respectivement en 2016 et 2019. Selon le courrier de la DREAL PACA/SPR/UCOH envoyé le 30 novembre 2020, plusieurs éléments doivent être précisés et complétés. Dans ce courrier, un commentaire a été donné concernant l'étude hydrologique et hydraulique :

*«... la cote de PHE (et la cote RN par conséquence) n'a pas été revue entre les documents de 2016 et ceux de 2019, or les hypothèses de stabilité et les combinaisons de phénomènes à considérer ont évolué ; ce qui impact également la vérification du calcul de laminage des crues ...»*

En réponse à ce commentaire, l'ASA du CANAL de GAP a confié à la SCP l'étude AVP modificatif pour apporter les compléments nécessaires afin de pouvoir poursuivre l'instruction.

La présente étude vise à vérifier le calcul hydrologique et hydraulique conformément à l'arrêté technique du 6 août 2018 relative à la sécurité des barrages. Les données utilisées dans l'étude 2019 et retenues pour réaliser la présente étude sont les suivantes :

- Données pluviométriques
- Paramètres du modèle SCS : CN (Curve number), Tc (temps de concentration), Tlag (lag time)
- Courbe Volume-Cote de la retenue

Les données utilisées dans l'étude 2019 mais soumise à une vérification pour réaliser la présente étude sont les suivantes :

- Paramètres du modèle SCS : surface
- Pluie de projet construite avec la méthode double triangle
- Vitesse de référence de vent
- Débitance du déversoir

Les calculs à mettre à jour sont les suivants :

- Calcul de laminage
- Calcul de la revanche liée à la vague

Conformément à l'arrêté du 6 août 2018, la crue exceptionnelle pour un barrage de classe B en remblais a une période de retour de 3000 ans (chapitre VII). Celle de la crue extrême est de 30 000 ans, qui correspond à une probabilité de  $3 \times 10^{-5}$  (chapitre VIII).

En cas de la crue exceptionnelle, la cote ne doit pas dépasser la cote PHE. En cas de la crue extrême, la cote de danger (cote de la crête, au-dessus de laquelle la stabilité de l'ouvrage n'est plus garantie) ne doit pas être dépassée.

Pour la détermination de la revanche, on considère la plus défavorable des deux configurations suivantes (chapitre VI) :

- un vent de période de retour 50 ans soufflant sur une retenue à la cote des PHE ;
- un vent de période de retour 1 000 ans soufflant sur une retenue à la cote de retenue normale RN.

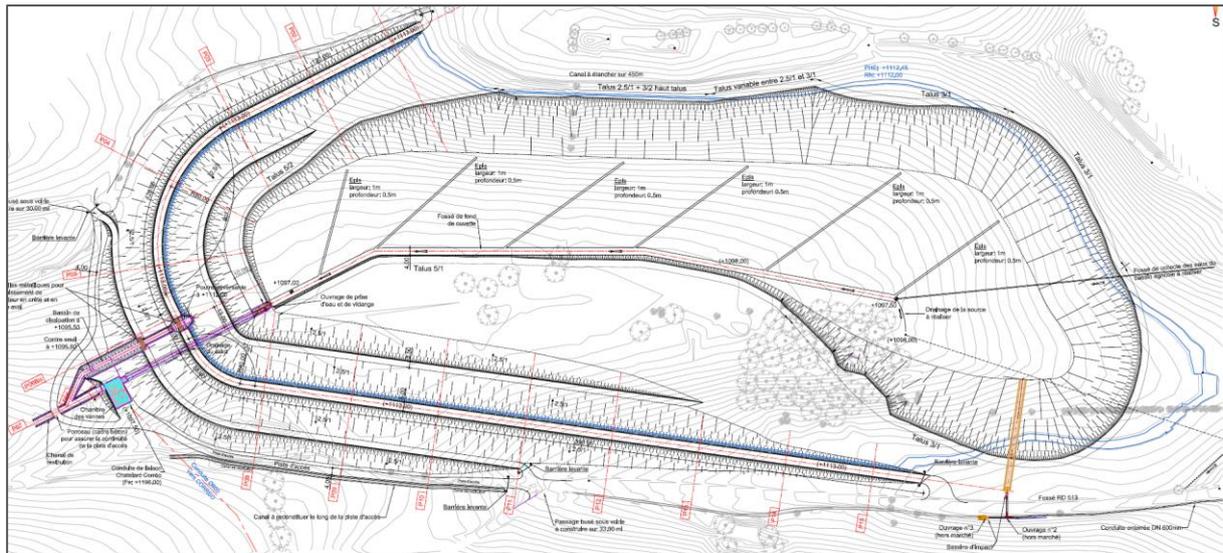


Figure 1 : Plan du projet de la retenue

## 2 ETUDE HYDROLOGIQUE

### 2.1 DESCRIPTION DU BASSIN VERSANT

Dans l'étude de 2019 réalisée par SOMIVAL, une description du bassin versant a été donnée. Ces informations ont été retenues dans la présente étude. Le tableau suivant est un récapitulatif du l'étude 2019.

Tableau 1 : Récapitulatif des informations du bassin versant de la retenue de Châtelar

<b>Superficie du bassin versant (ha)</b>	50
<b>Superficie de la retenue (ha), comprise dans la superficie total du bassin versant</b>	10
<b>Occupation du sol principale</b>	Champs agricole
<b>Altitude (m NGF)</b>	1113 à 1150

### 2.2 CONSTRUCTION DES PLUIES DU PROJET

#### 2.2.1 METHODE DE DOUBLE TRIANGLE

Dans l'étude de 2019, SOMIVAL a utilisé les coefficients de Montana à la station d'Embrun pour établir les quantiles de plus de courtes durées. Ensuite les valeurs ont été comparées et calées aux quantiles de SHYREG.

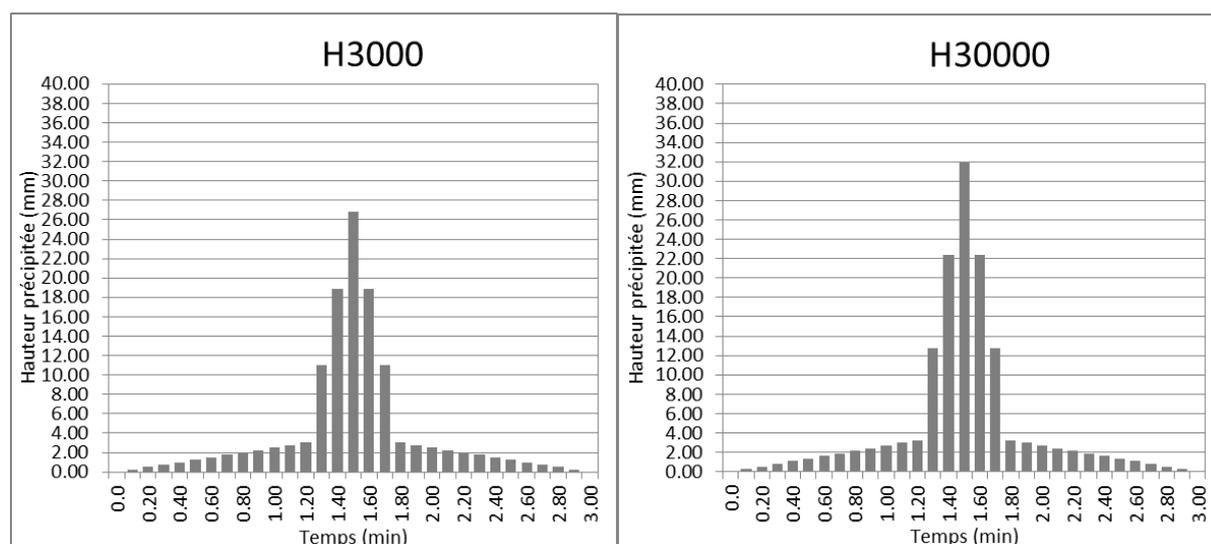


Figure 2 : Pluies de projet P3000 et P30 000 utilisées dans l'étude de 2019

Les quantiles de pluie de courtes durées calées ont été utilisés pour produire la pluie de projet avec la méthode de double triangle. La durée totale de la pluie retenue est de 3 heures. Cette

durée a été calculée avec la méthode de Socose en utilisant les données pluviométriques enregistrée à la station de Gap. La durée intense de la pluie est de 30 minutes, qui est égale au temps de centracion du bassin versant.

Etant donné que les paramètres de la pluie de projet (durée intense, durée totale et quantiles de pluie) comprennent des incertitudes. Il est préconisé de produire la pluie de projet avec une autre méthode afin de vérifier le laminage de la retenue.

## 2.2.2 METHODE DE KEIFFER

Les pluies de type Keiffer sont des pluies synthétiques de durée ajustable qui permettent de reproduire la position de la pointe d'intensité au cours de l'averse. Les observations indiquent une tendance à une position moyenne centrée. Ce type de pluies est proposé par (Keifer , et al., 1957) suite à des analyses statistiques à Chicago. Elles sont fréquemment utilisées dans les régions sud-ouest et sud-est de la France.

La pluie de projet appelée « pluie de Keiffer » est une pluie monofréquentielle. Quel que soit la taille du bassin versant, la pluie de Keiffer permettra d'apprécier la réponse la plus pénalisante du bassin versant en termes de débits de pointe et de volumes d'eau.

Des pluies de projet de Keiffer de durée de 6 h et de pic de 6 min ont été construites pour les périodes de retour 3000 et 30 000 ans. Les intensités de pluie de 6 min et 6 h ont été extrapolées à partir des valeurs utilisées dans l'étude de 2019.

Tableau 2 : Intensité de pluie extrapolée à partir des quantiles de pluie de l'étude 2019

T (ans)	$i_{0,1h}$ (mm/h)	$i_{0,25h}$ (mm/h)	$i_{0,5h}$ (mm/h)	$i_{1h}$ (mm/h)	$i_{2h}$ (mm/h)	$i_{3h}$ (mm/h)	$i_{6h}$ (mm/h)
<b>3000</b>	383,5	200,1	124,5	75,7	46,5	34,90	21,4
<b>30000</b>	466,1	238,5	146,4	87,9	53,3	39,53	24,1

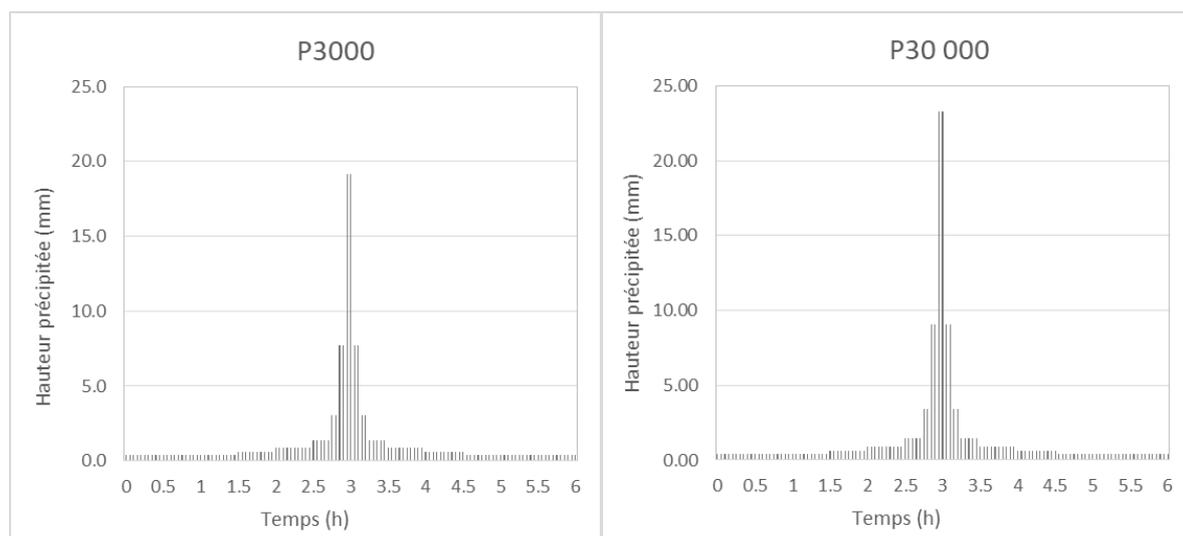


Figure 3 : Pluie de projet P3000 et P30 000 construite avec la méthode Keiffer

## 2.3 MODELE SCS

Dans l'étude de 2019, SOMIVAL a inclut le débit généré sur le plan d'eau dans le débit d'entrée du laminage. Pourtant, cette hypothèse n'est pas réaliste puisque la pluie tombée sur le plan d'eau doit être pris en compte dans le calcul de laminage en tant que volume.

Le modèle SCS a été reconstruit dans la présente étude en utilisant la nouvelle surface  $S=40$  ha. Les autres paramètres tels que le nombre de CN ( $CN=72$ ) et le lag time ( $Tlag=18$  min) sont inchangés.

Les figures suivantes montrent les hydrogrammes générés à partir des pluies de projet construites avec les deux méthodes.

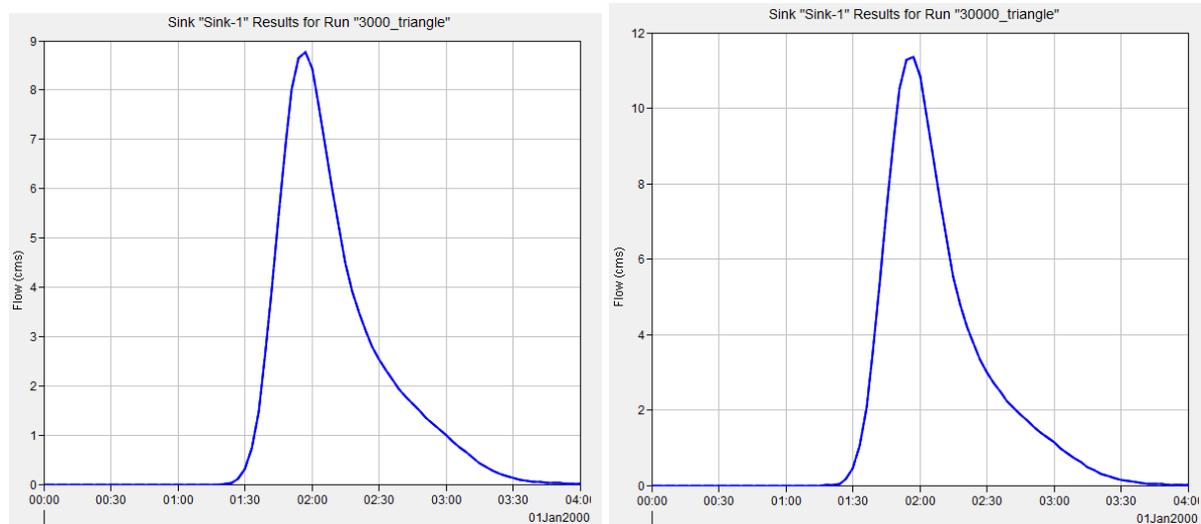


Figure 4 : Hydrogramme Q3000 et Q30 000 simulés avec les pluies de double triangle

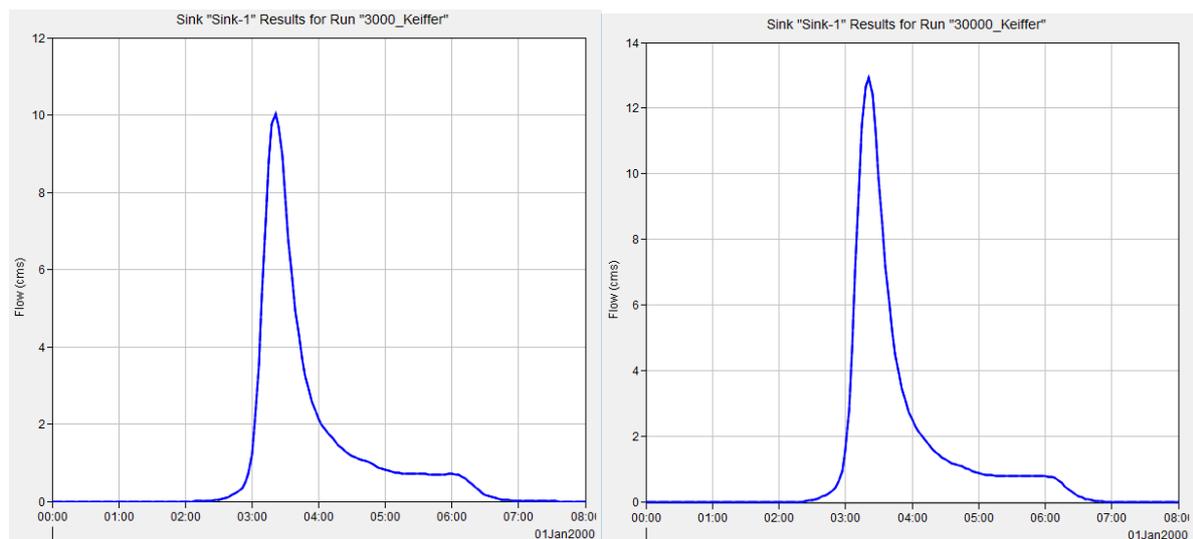


Figure 5 : Hydrogramme Q3000 et Q30 000 simulés avec les pluies de Keiffer

Le tableau suivant est un récapitulatif des résultats. La durée totale pour calculer les volumes de crue avec la pluie de Keiffer est de 8 h. Pour les deux occurrences de crue, les volumes du

ruissellement et le débit de pointes généré par la pluie Keiffer sont tous plus important par rapport à celui généré par la pluie Double Triangle. Dans la présente étude, la vérification de laminage a été réalisée avec la pluie de Keiffer.

Tableau 3 : Débits de pointe et volume de crue simulés avec le modèle SCS (sans compter la pluie sur le plan d'eau)

	<b>Q30 000 Keiffer</b>	<b>Q30 000 Double triangle</b>	<b>Q3000 Keiffer</b>	<b>Q3000 Double triangle</b>
<b>Volume (1000 m<sup>3</sup>)</b>	35,5	27,7	28,9	22,0
<b>Q<sub>pointe</sub> (m<sup>3</sup>/s)</b>	12,9	11,4	10,0	8,8

## 3 ETUDE HYDRAULIQUE

### 3.1 LAMINAGE

Dans la présente étude, le laminage a été vérifié avec la courbe hauteur-volume de l'étude de 2019. La pluie tombée directement sur le plan d'eau a été prise en compte en tant que volume. Les 4 hydrogrammes simulés avec le modèle SCS ont été tous utilisés pour vérifier le laminage.

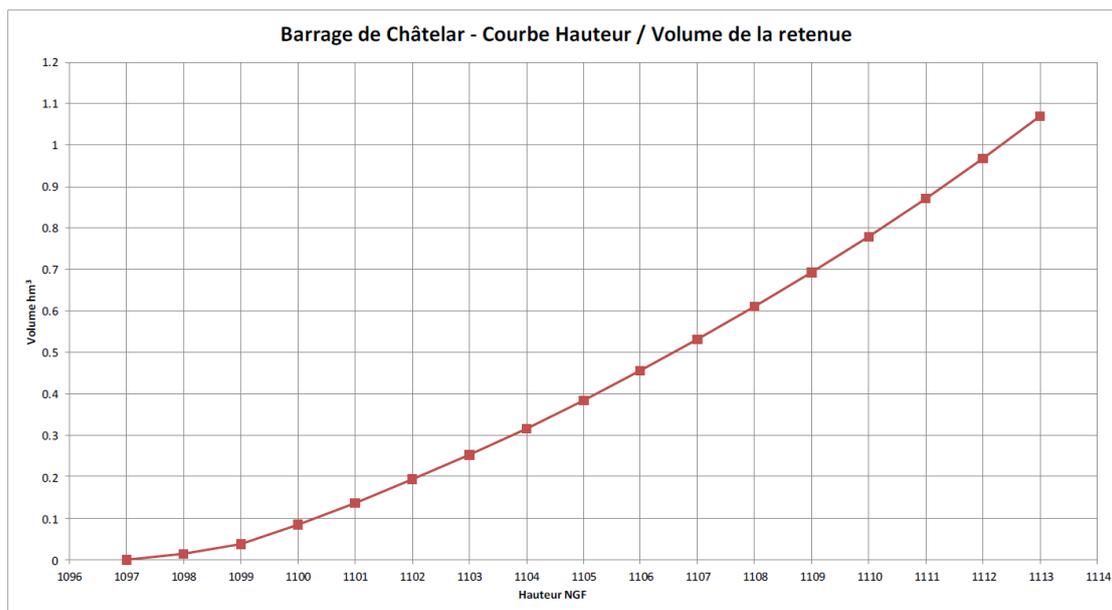


Figure 6 : Courbe hauteur-volume utilisée dans l'étude de 2019

Dans le calcul de laminage, le débit sortant à chaque pas de temps a été calculé à l'aide du coefficient de débit du déversoir. Les dimensions du déversoir sont les suivantes :

- Altitude : 1 112,0 NGF
- Largeur centrale de 2,50 m,
- Hauteur de pelle de 1,00 m (seuil du radier amont 1 111,0 NGF) ;
- Pente des talus latéraux : 3H/2V.

Le dimensionnement a été réalisé en considérant l'application de la formule de Gourley et Grimp selon l'expression suivante :

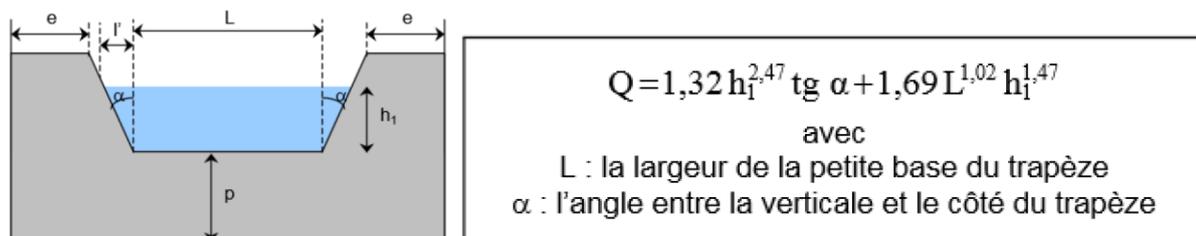


Figure 7 : Formule de débitance du déversoir

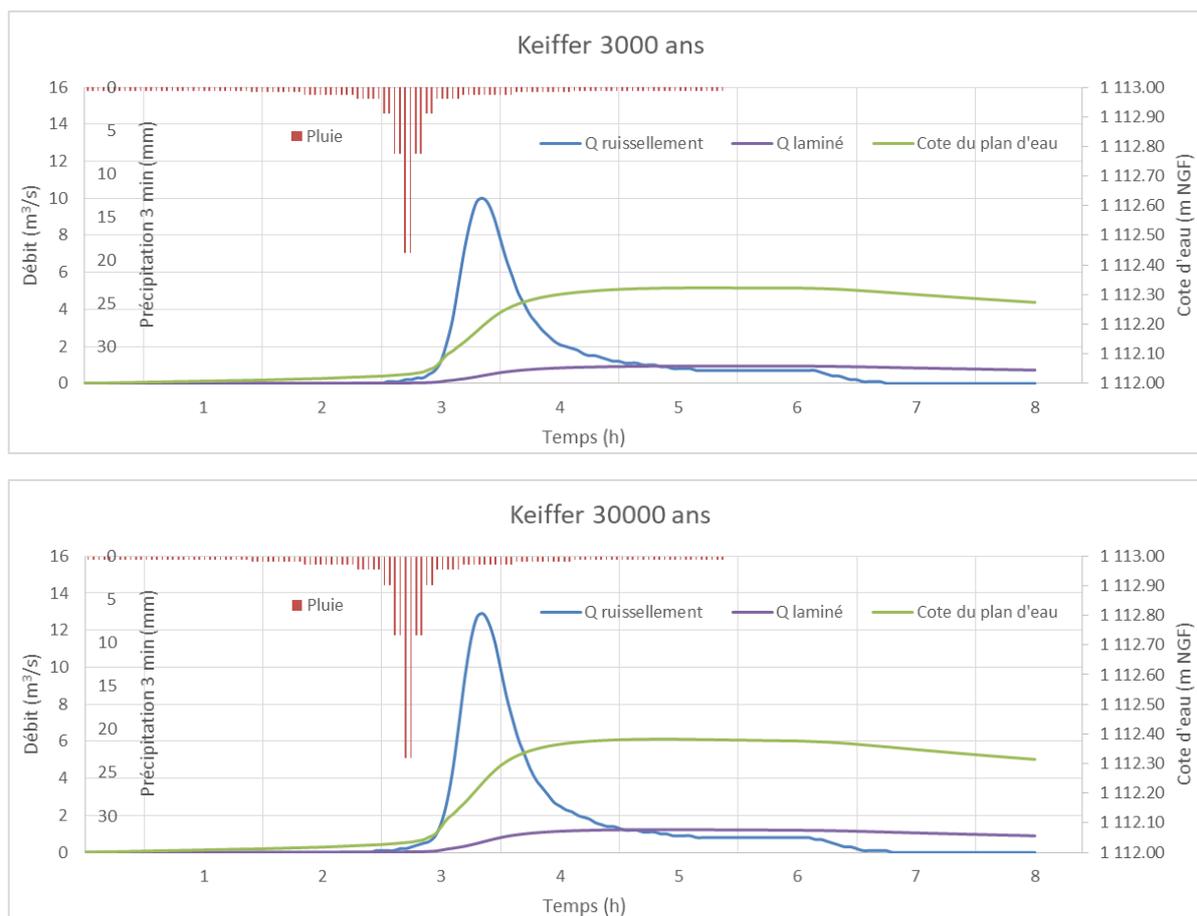


Figure 8 : Calcul de laminage pour Q3000 et Q30 000

Les résultats obtenus avec la nouvelle hypothèse est plus favorable que ceux de l'étude de 2019, parce que le pic de la pluie arrive avant le pic du ruissellement. Le laminage permet d'écrêter respectivement 94% et 95% de débit de ruissellement pour Q3000 et Q30 000. La cote des plus hautes eaux (PHE) est de 1112,32 m NGF pour la crue exceptionnelle (Q3000). La crue extrême (Q30 000) entraîne une cote d'eau à 1112,38 m NGF, ce qui laisse une revanche de 0,62 m.

Tableau 4 : Résultat du calcul de laminage pour Q3000 et Q30 000

	Keiffer 3000	Keiffer 30000
$Q_{\max}$ entrée ( $m^3/s$ )	10,0	12,9
$Q_{\max}$ laminé ( $m^3/s$ )	0,94	1,23
$Z_{\max}$ (m NGF)	1112,32	1112,38

## 3.2 REVANCHE

Le calcul de la revanche dans l'étude 2019 est indépendant du débit d'entrée et de la cote d'eau. La hauteur de la vague est calculée en fonction du fetch de la retenue et de la vitesse de vent. On considère que le calcul de la hauteur de la vague est valide dans la présente étude.

Selon l'arrêté technique, les deux situations prises en compte dans le calcul sont les suivantes :

- Situation 1 : un vent de période de retour 50 ans soufflant sur une retenue qui se trouve à la cote PHE (1112,32 m NGF);
- Situation 2 : un vent de période retour 1 000 ans soufflant sur une retenue qui se trouve à la cote RN (1112 m NGF).

Pour les deux situations, les cotes maximales sont respectivement de 1 112,85 m NGF (1112,32 + 0,53) et 1112,67 m NGF (1112+0,67).

Le tableau suivant est un récapitulatif du résultat de l'étude de 2019 :

*Tableau 5 : Synthèse de calcul des hauteurs de vague*

Etapes de calcul	Situation 1 : H <sub>V50</sub> +PHE	Situation 2 : H <sub>V1000</sub> +RN
Vitesse de référence en fonction de période de retour (m/s)	22	26,3
Hauteur significative des vagues (m)	0,43	0,55
Hauteur de vague avec 5% de vague qui dépasse la crête (m)	0,53	0,69
Hauteur de vague avec déferlement	0,53	0,67

## 3.3 CAPACITE DE L'EVACUATEUR

La capacité de l'évacuateur doit permettre de transiter le débit laminé de Q3000 avec une condition amont de 1112,32 m NGF, et de passer le débit laminé de Q30 000 sans que la cote d'eau dépasse la cote de la crête.

Le coursier et le bassin de dissipation doivent avoir une capacité au moins de 1,23 m<sup>3</sup>/s. Un modèle numérique a été construit avec le logiciel Hec-Ras, qui permet de modéliser l'écoulement en régime fluvial et torrentiel.

Le modèle a été construit à l'aide du profil en long et les profils en travers fournis par le client. Le coefficient de Strickler est de 30 m<sup>1/3</sup>/s. Le débit simulé est de 1,23 m<sup>3</sup>/s, qui correspond au débit laminé de Q30 000. Le résultat est illustré dans la figure suivante.

La hauteur d'eau varie entre 0,11 et 0,27 m dans le coursier. La revanche minimale est égale à 0,33 m, qui se trouve au début du coursier. Dans le bassin de dissipation, la hauteur d'eau est égale à 0,67 m, ce qui laisse une revanche de 1,33 m. La capacité de l'évacuateur est donc suffisante.

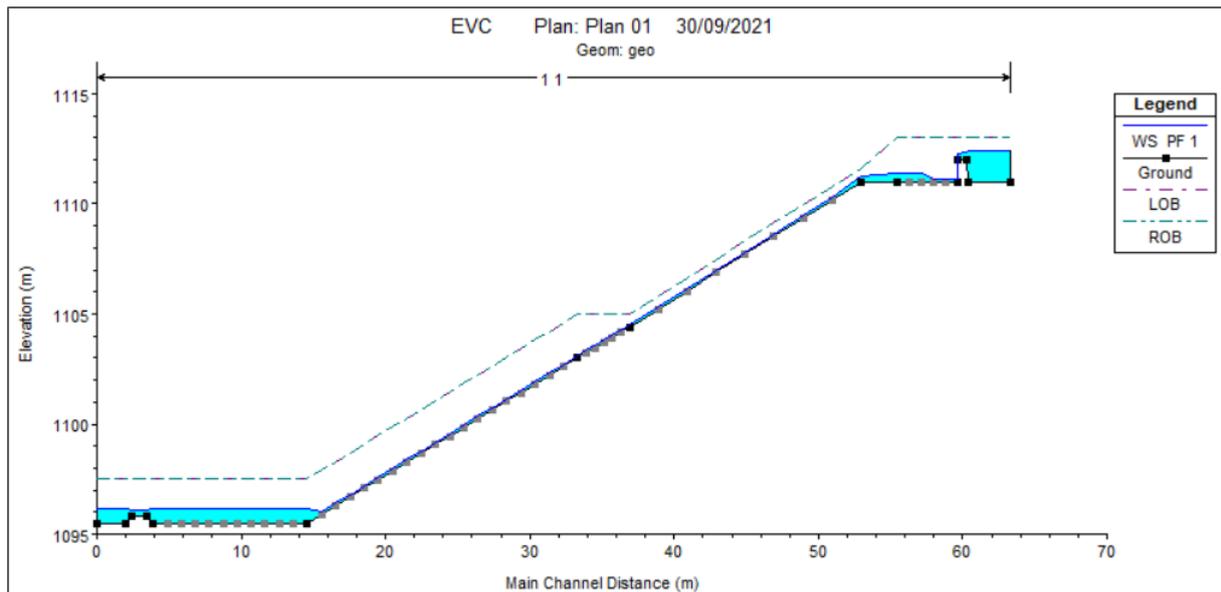


Figure 9 : Profil en long de la ligne d'eau simulée avec  $Q=1,23 \text{ m}^3/\text{s}$

### 3.4 CAPACITE DE VIDANGE

Le calcul de laminage n'a pas d'impact sur la capacité de vidange. Par conséquent, le calcul de la capacité de vidange de l'étude de 2019 est toujours valide. Dans l'étude de 2019, le coefficient de perte de charge linéaire a été calculé à l'aide de diagramme de Moody. Le débit de vidange a été ensuite calculé avec les données géométriques suivantes :

- prise d'eau calée à la cote 1 097,46 m NGF ;
- conduite de vidange de diamètre 600 mm (longueur 100 m) puis de diamètre 500 mm (longueur 3,85 m) dont le fil d'eau de l'exutoire aval est calé à la cote 1096,0 mNGF soit une ligne de charge à 1096,5 m NGF ;
- bassin de dissipation dont le radier est calé à la cote 1095,50 m NGF
- charge totale maximale (à retenue normale RN) de 15,5 m (1112,00 - 1 096,50 m NGF).

La capacité maximale de vidange est d'environ  $1,7 \text{ m}^3/\text{s}$  pour une cote de retenue à la RN.

La vidange à mi-charge du barrage avec les organes tels que dimensionnés ci-dessus est atteinte en 2,9 jours. La vidange totale du barrage avec les organes tels que dimensionnés ci-dessus est atteinte en 10,2 jours.

## 4 CONCLUSION

L'étude hydrologique réalisée par SOMIVAL en 2019 a été vérifiée. Le nouveau calcul reprend les données d'entrées telles que les coefficients de Montana et les paramètres du modèle SCS. La pluie de projet a été construite avec la méthode Keiffer, qui permet de générer un hyétogramme plus pénalisant en termes de volume et de débit de point. L'hypothèse de calcul a été corrigée pour que la pluie tombée sur le plan d'eau soit prise en compte séparément.

Les nouveaux hydrogrammes simulés avec la pluie de Keiffer représentent une augmentation de 13% sur le débit de pointe par rapport à ceux qui ont été simulés avec la pluie de Double Triangle, et une augmentation de 30% sur le volume d'eau ruisselé.

Le calcul de laminage montre que la retenue permet d'écarter plus que 90% de débit. La cote PHE est de 1112,32 m NGF pour la crue exceptionnelle (Q3000), et la cote d'eau de la crue extrême (Q30 000) est de 1112,38 m NGF. Ces cotes sont inférieures à celles calculées dans l'étude de 2019 puisque la pluie tombée sur le plan d'eau est évacuée avant que le pic de la crue arrive.

Le calcul hydraulique a été effectué à l'aide d'un modèle hydraulique 1D. Le coefficient de frottement de l'étude 2019 est conservé. Les résultats montrent que la revanche minimale dans le coursier est de 0,33 m et celle dans le bassin de dissipation est de 1,33 m. La capacité de l'évacuateur est donc suffisante pour évacuer la crue extrême (Q30 000).