

- les murs de soutènement en maçonnerie dès lors que leur tenue est remise en cause ou sur l'emprise des ouvrages.

Un diagnostic amiante a été réalisé et a révélé la présence d'amiante dans une conduite située en pied du local aval. L'évacuation des matériaux (donc ceux présentant de l'amiante) sera effectuée, en fonction de la classe, en décharge autorisée.



Figure 86 : Bâtiments à démolir



Figure 87 : Seuil à démolir



Figure 88 : Parapet à démolir, glissière à déposer et bitume à décaper

5.10.2 TRAVAUX FORESTIERS ET MESURES COMPENSATOIRES

Les travaux forestiers concernent la coupe rase des arbres et l'évacuation des végétaux sur les sites du barrage et des deux lacs. Les zones concernées sont présentées sur la figure suivante. Ces travaux sont réalisés entre septembre et octobre de l'année 1.

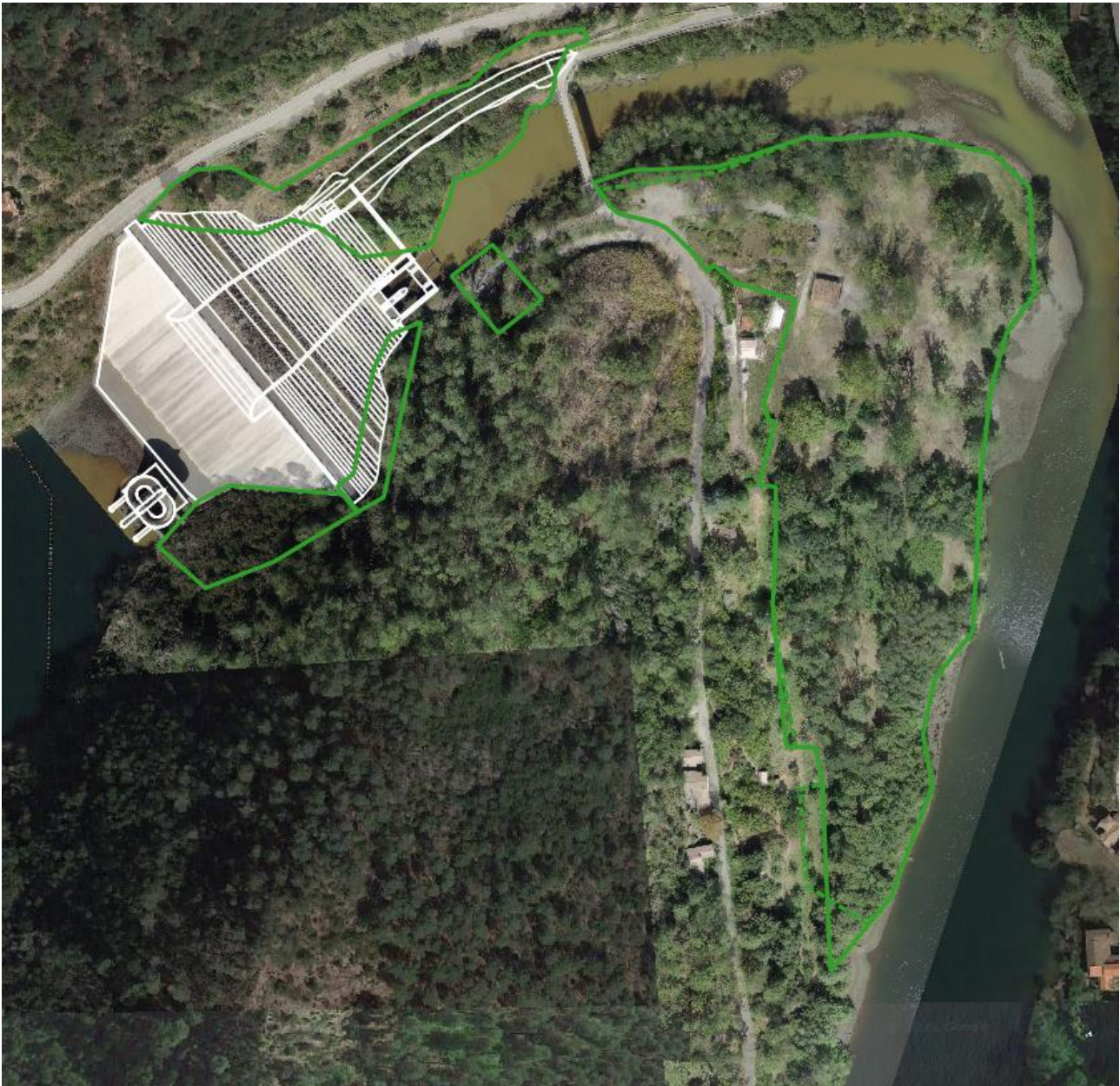


Figure 89 : Zones déboisées

Les mesures compensatoires concernent :

- l'aménagement de bâti et la mise en place de gîtes en faveur des chiroptères ;
- la mise en place de nichoirs ;

Ces travaux sont réalisés entre l'année 1 et l'année 2.

5.10.3 TRAVAUX PREPARATOIRES

Les travaux préparatoires sont réalisés durant l'année 2. Ils concernent :

- le décapage de la terre végétale sur le versant aval rive gauche du barrage et sur le site des deux lacs ;
- le terrassement de la piste d'accès inférieure en aval rive gauche du barrage ;
- la protection des talus rocheux ;
- la déviation des réseaux ;
- la réalisation des fossés de drainage et des bassins de décantation sur le site du barrage ;
- la réalisation des installations de chantier :
 - ◆ la réalisation des fossés de drainage et des bassins de décantation ;
 - ◆ l'installation de la base vie (locaux, ateliers, parking) ;
 - ◆ l'installation de la centrale à béton ;
 - ◆ l'installation de l'atelier de concassage/criblage.

5.10.4 TRAVAUX PAYSAGERS

Les travaux paysagers seront réalisés entre l'année 4 et l'année 5 des travaux. Ils concernent :

- Le belvédère existant en amont rive gauche ;
- L'aval rive gauche du barrage ;
- La future aire de vision en aval rive droite ;
- Le site des deux lacs.

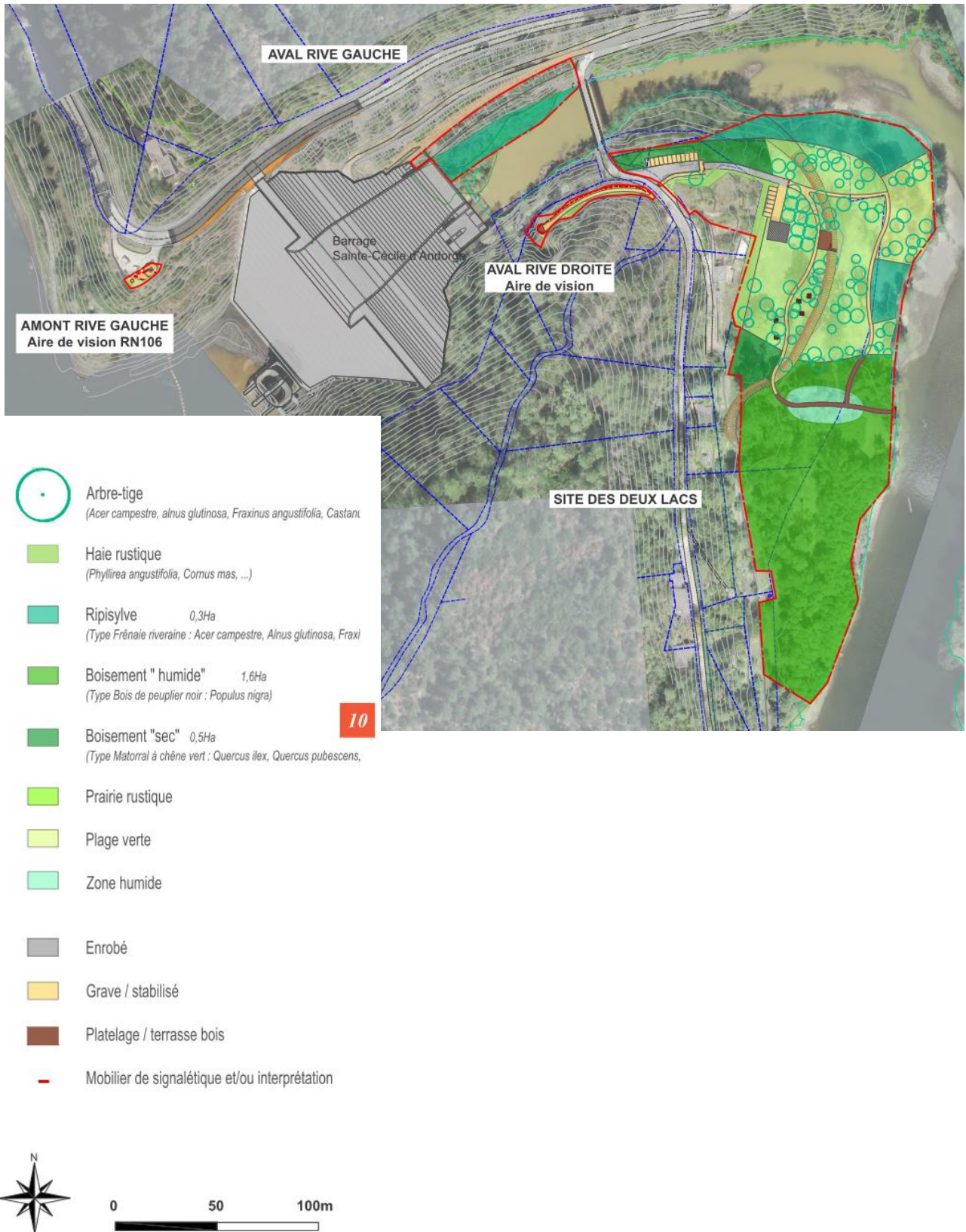


Figure 90 : Travaux paysagers

6 SYNTHÈSE DES DONNÉES TOPOGRAPHIQUES

Une campagne topographique complémentaire a été réalisée durant la phase PROJET.

Un levé photogrammétrique de la zone du barrage et du site des deux lacs a été réalisé par un drone.

Une orthophoto de l'ensemble du site ainsi que l'orthophotoplan du masque existant ont été également produites.

La bathymétrie réalisée dans le cadre du dossier de révision spéciale a été intégrée à la campagne réalisée en phase PRO

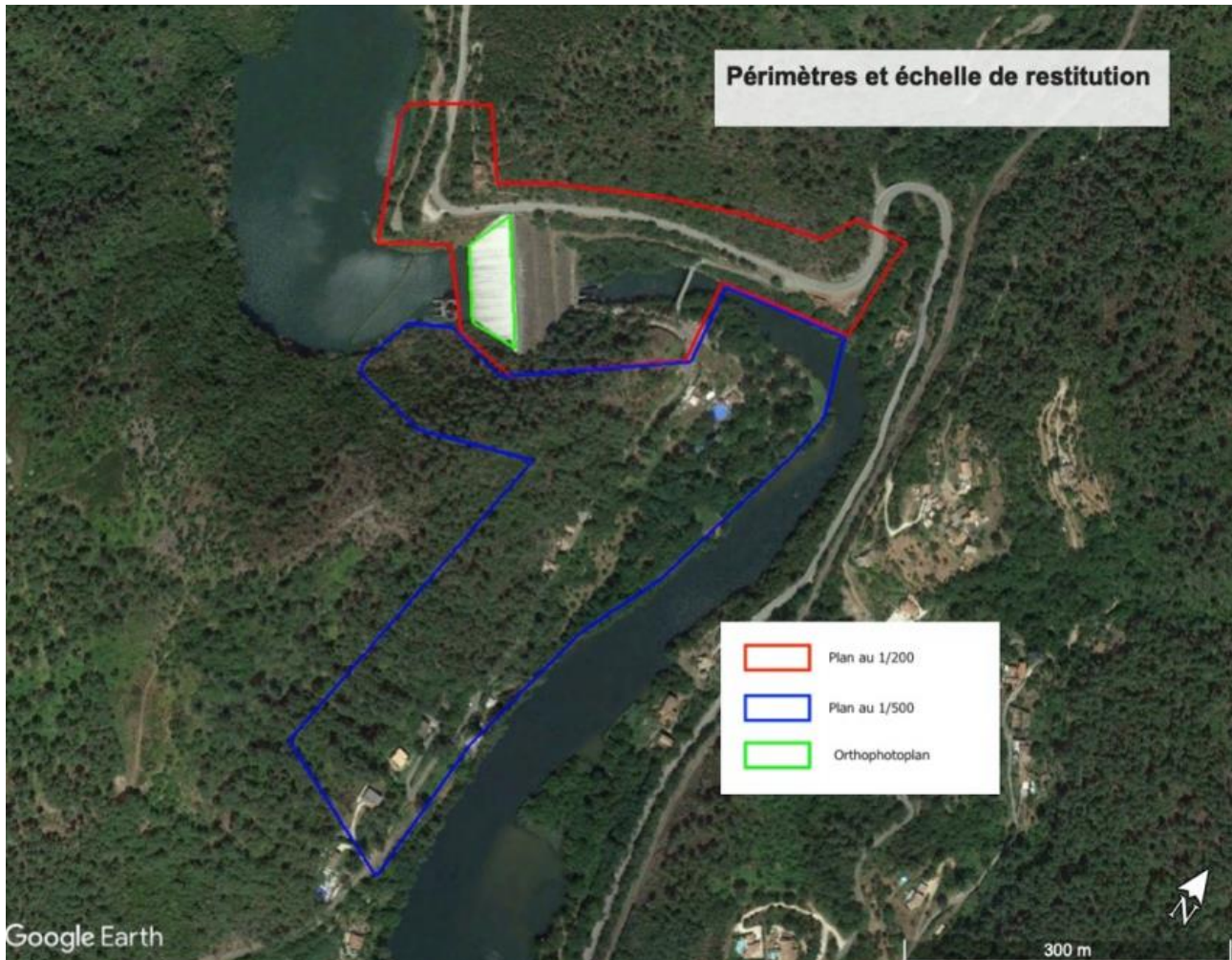


Figure 91 : Emprise du levé topographique

7 SYNTHÈSE HYDROLOGIQUE

La révision de l'hydrologie des crues du barrage de Ste-Cécile d'Andorge a été réalisée entre 2013 et 2014 dans le cadre du dossier de révision spéciale (cf. ANNEXE 5). Les résultats suivants sont issus de ce document.

7.1 BASE RÉGLEMENTAIRE

La référence documentaire concernant l'évacuation des crues [6] indique que deux situations sont à considérer :

- la situation exceptionnelle qui doit conduire à une cote inférieure ou égale à celle des PHEE ;
- les situations extrêmes qui conduisent à une cote inférieure ou égale à la cote de danger, la cote de danger étant la cote au-delà de laquelle la sécurité du barrage est sérieusement menacée.

Pour le barrage de Ste-Cécile, barrage en remblai de classe A

- En situation exceptionnelle :
 - ◆ la période de retour de l'événement hydrologique considéré est de 10 000 ans ;
 - ◆ le laminage dans la retenue est pris en compte ;
 - ◆ les évacuateurs fonctionnent normalement ;
 - ◆ une revanche de sécurité doit encore être disponible par rapport aux PHEE avant déversement.
- **En situation extrême**, il convient de considérer une combinaison de situations dont la probabilité globale est de l'ordre de 10^{-5} .
 - ◆ La situation extrême doit amener la retenue à une cote inférieure ou égale à la cote de danger, cote définie par une probabilité de rupture qui devient significative (de l'ordre de 10^{-1}).
 - ◆ Dans le cadre de la révision spéciale, les situations extrêmes suivantes ont été étudiées :
 - ◇ situation 1 : un événement hydrologique de probabilité 10^{-5} avec un fonctionnement nominal des évacuateurs ; conformément aux recommandations du CFBR, la crue $Q_{100\,000}$ est appréciée à $1.3 Q_{10\,000}$
 - ◇ situation 2 : un événement hydrologique de probabilité 10^{-4} avec un fonctionnement dégradé de la tulipe dégradé (réduction de 30 à 50% de la capacité de la tulipe selon la cote de retenue).
 - ◇ Les calculs ont montré que la situation 1 ($Q_{100\,000}$) était nettement plus défavorable que la situation 2.

7.2 PRESENTATION DE LA METHODE SHYPRE

La méthode SHYPRE est une méthode de Simulation d'Hydrogrammes pour la PREDétermination des crues. Elle associe un générateur stochastique de pluies horaires et une transformation de la pluie en débit. Elle permet de générer de très longues chroniques de pluies horaires (sur 100 000 ans, par exemple) et d'hydrogrammes de crue. Elle a été développée par l'IRSTEA en partenariat avec Météo-France et la Direction de Prévention des Pollutions et des Risques (DPPR) du ministère de l'Environnement et du Développement Durable.

La version 2010 de SHYPRE a été adoptée pour l'étude. Elle intègre les derniers développements menés par IRSTEA sur la modélisation stochastique des pluies horaires (« Impacts du changement climatique sur les pluies extrêmes par l'utilisation d'un générateur stochastique de pluie ». Mémoire de Thèse, Philippe Cantet, 2009). Ces développements visent à améliorer les résultats notamment en région montagneuse où la version précédente (2008) avait tendance à surestimer les quantiles aux vues des observations.

Ils conduisent à une meilleure modélisation des pluies en une heure et à une meilleure prise en compte du phénomène de persistance des averses générant les cumuls de pluies extrêmes.

7.3 REVISION DE L'ETUDE HYDROLOGIQUE DE 2008

Les points qui ont conduit en 2013 à envisager une actualisation de l'étude hydrologique réalisée entre 2005 et 2008 :

- des écarts notables entre les résultats de l'approche en cote de SHYPRE et les cotes observées dans la retenue,
- des évolutions techniques relatives à la méthode SHYPRE.
- l'évolution de certaines cotes de référence suite à un levé topographique (tulipe, parapet et route),

Par ailleurs, au cours de l'actualisation, certaines corrections importantes ont été apportées :

- la surface du bassin versant a été évaluée à 115,5 km² (contre 109 km² dans l'étude de 2008),
- la reconstitution des crues a mis en évidence un certain nombre d'anomalies dans les données qui ont pu affecter les résultats de l'étude de 2008 avec :
 - ♦ des anomalies sur les limnigrammes (erreur de saisie ou dysfonctionnement des capteurs) conduisant à des erreurs dans la reconstitution des débits de pointe et des volumes des crues,
 - ♦ des erreurs de reconstitution des crues de Sénéchas liées à la non prise en compte de la période de stockage/déstockage.

7.4 DISTRIBUTION FREQUENTIELLE DES COTES DANS LA RETENUE

Une approche « cote de projet » a été mise en œuvre. Elle a consisté à étudier directement la distribution de fréquence des cotes atteintes dans la retenue. Pour cela, HYDRIS-hydrologie a développé, avec l'appui scientifique de l'IRSTEA d'Aix-en-Provence, l'intégration dans SHYPRE d'un module de laminage permettant de simuler le comportement hydraulique des barrages. La méthode Shypre permet ainsi de générer les distributions de cote dans les retenues.

Le graphique suivant présente pour le barrage de Ste-Cécile :

- la distribution des cotes observées pour les crues reconstituées par ISL ;
- la distribution des côtes du plan d'eau issues de Shypre.

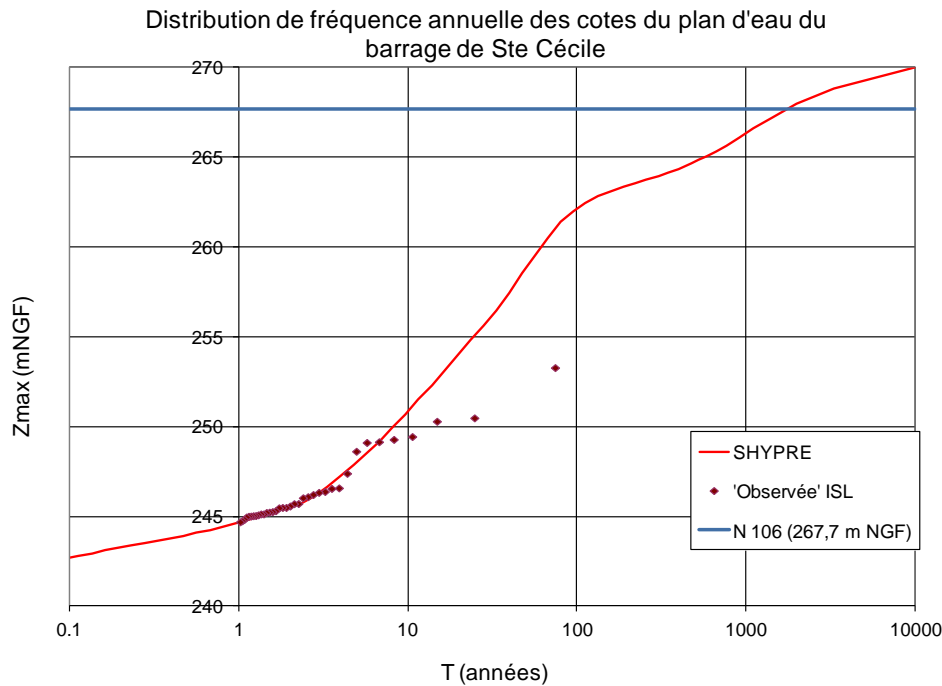


Figure 92 : cote dans la retenue de Sainte-Cécile

Les distributions SHYPRE sont en accord avec les distributions « observées » sur la partie stable de celles-ci (au-dessous de 10 ans).

En situation actuelle, les cotes de référence du plan d'eau déduites de l'approche en cote sont les suivantes pour le barrage de Ste-Cécile d'Andorge dans l'état actuel :

- $Z_{10\,000} = 270,00$ m NGF (contre 269.89 m NGF dans l'étude de 2008) ;
- la période de retour de la cote de déversement sur la RN106 (cote 267,7 m NGF) est de l'ordre de 1800 ans (contre 800 ans dans l'étude de 2008).

Concernant l'évolution de la période de retour du déversement sur le barrage de Ste-Cécile, il convient de préciser qu'elle est principalement due à l'évolution de la cote de déversement suite au dernier lever topographique (+0,7 m pour le déversement par la RN106).

7.5 HYDROGRAMME DECAMILLENALE MONOFREQUENCE

Le tableau suivant présente les caractéristiques de l'hydrogramme décamillénale monofréquence de période de retour 10 000 ans estimées par SHYPRE dans le cadre de la révision. Ces résultats correspondent à la saison annuelle.

Tableau 11 : caractéristiques Q monofréquence (10 000 ans) – situation exceptionnelle

Pluie ruisselée sur 24h	P24h	764 (mm)
Pluie ruisselée sur 6h	P6h	363 (mm)
Volume ruisselé sur 24h	V24h	587 (mm)
Volume ruisselé sur 6h	V6h	257 (mm)
Débit de pointe	Qp	2 520 (m ³ /s)

Le tableau suivant présente les résultats du laminage de la crue de période de retour 10 000 ans en état actuel.

Tableau 12 : résultats du laminage Q monofréquence (10 000 ans) – Sainte Cécile d'Andorge – état actuel

T = 10 000 ans	Qp entrant (m ³ /s)	Qp sortant (m ³ /s)	Cote dans la retenue (m NGF)	Surverse sur parapet (268,1 m NGF)
Shyreg 2012	2 520	1 589	269,99	+1,9 m

8 SYNTHÈSE GEOTECHNIQUE

Le plan d'implantation des reconnaissances est présenté sur le plan 19F148-DCE-SCA-014. La synthèse des reconnaissances est reportée sur une coupe du barrage sur le plan 19F148-DCE-SCA-015.

8.1 SYNTHÈSE DES CAMPAGNES DE RECONNAISSANCE DE 2013 (DOSSIER DE REVISION SPECIALE)

Dans le cadre de la constitution du dossier de révision spéciale, une première campagne de reconnaissance in-situ a été réalisée en octobre 2012. Une seconde campagne a été réalisée en avril 2013.

Une série d'essais de laboratoire a été proposée sur les prélèvements à partir du résultat des reconnaissances in-situ.

Le programme de reconnaissance **in-situ de phase 1** a intégré :

- quatre sondages carottés de 15 à 20 m de profondeur doublés par des sondages destructifs dans lesquels ont été réalisés des essais (Lugeon et pressiomètre) ;
- une tranchée test à la pelle d'environ 2 m de profondeur sur la risberme à la cote 245 m NGF ;

Tableau 13 : Essais dans les sondages carottés en phase 1 (2013)

Essais	Localisation	Profondeur	Diamètre	Essais
SC1/SD1	Crête	20 m	146 mm/66 mm	4 essais pressiométriques normaux 9 essais pressiométriques cycliques
SC2/SD2	Risberme à 245 m NGF	20 m	146 mm/66 mm	4 essais pressiométriques normaux 9 essais pressiométriques cycliques
SC3/SD3	Risberme à 235 m NGF	15 m	146 mm/66 mm	2 essais pressiométriques normaux 4 essais pressiométriques cycliques
SC4/SD4	30 m en aval du barrage	15 m	146 mm/116 mm	4 essais Lugeon

La tranchée à la pelle et les sondages SC1/SD1 à SC3/SD3 avaient pour objet de qualifier les caractéristiques du remblai.

Le sondage SC4/SD4 a été réalisé le plus en aval possible afin de qualifier la fondation d'un éventuel évacuateur sur remblai dans la zone de dissipation.

Les sondages dans le corps du remblai ont été rebouchés avec une gravette 5/15 mm (SC1/SD1 à SC3/SD3). Pour les zones dans le substratum (SC3/SD3), un coulis de ciment a été mis en œuvre.

Les sondages en aval du barrage (SC4/SD4) ont été cimentés sur toute la hauteur.

Les reconnaissances **de phase 2** poursuivaient les objectifs suivants :

- mieux apprécier la densité des matériaux du barrage et sa variabilité,
- évaluer la position du toit du rocher sain en aval du barrage,
- mieux qualifier les blocs du remblai en vue d'un éventuel réemploi,
- prélever des matériaux en vue de réaliser des essais triaxiaux de grands diamètres.

Elles ont compris les investigations in-situ suivantes :

- une grande tranchée de reconnaissance dans le corps du barrage,
- deux profils amont/aval comprenant chacun 3 sondages destructifs visant à réaliser des mesures de densité sur toute la hauteur du remblai à l'aide d'une sonde de type FDS (FDS11 à FDS32),
- trois profils de type « sismique réfraction » en aval du barrage à réaliser pour partie dans l'eau au droit de la potentielle fosse d'érosion (PS1 à PS3),
- trois profils de type « onde sismique de surface MASW » sur les 3 risbermes pour apprécier l'homogénéité des caractéristiques du remblai et apprécier les modules de cisaillement (MASW1 à MASW3).

Par ailleurs, il a été réalisé des mesures de densité complémentaires par pesée directe de tous les matériaux du remblai carottés dans leur gaine (environ 55 m de carottes) ainsi que des essais visant à caractériser la qualité des enrochements.

8.2 SYNTHÈSE DES RECONNAISSANCES EN PHASE PROJET

La campagne en phase PROJET a été réalisée entre 2020 et 2021. Elle a consisté en la réalisation de :

- un sondage carotté en crête du barrage, en rive gauche ;
- 12 sondages carottés répartis sur le masque existant accompagnés d'essais en laboratoire ;
- 5 sondages carottés en aval rive gauche du barrage avec la réalisation d'une imagerie de paroi et de 4 mesures de résistance à la compression en laboratoire ;
- une tranchée de reconnaissance avec le prélèvement d'environ 15 tonnes de matériaux et la réalisation d'essai de concassage/criblage ainsi que des essais en laboratoire.

L'interprétation et l'exploitation de ces reconnaissances ont été réalisées dans le cadre des documents suivants :

Tableau 14: Liste des rapports d'interprétation des reconnaissances en phase Projet (2020)

Campagne de reconnaissance	Rapport
Masque amont	Rapport de diagnostic du masque (réf. 19F-148-RM9) présenté en ANNEXE 12.
Sondages carottés en aval du barrage	Rapport d'analyse de l'érosion du pied aval (réf. 19F- 148- RM16) présenté en ANNEXE 11.
Tranchée de reconnaissance	Rapport d'étude du BCR (réf. 19F- 148- RM14) présenté en ANNEXE 10.
Sondage carotté en crête du barrage	Rapport d'étude de la rehausse de la RN 106 présenté en ANNEXE 15.

Le résultat des investigations réalisées dans le masque est présenté dans les tableaux suivants.

Tableau 15: Synthèse des essais en laboratoire sur les échantillons du masque amont (1/2)

ESSA									
Légende :			Présence de fibres d'amiante	Taux de H.A.P.	Teneur en liant	Granulométrie	Pénétrabilité à laiguille	Température de ramollissement	Perméabilité
Couche A 2020 Couche B 2020 Couche A 1995									
Nom du sondage	Couche	Description		mg/kg	%	%	1/100mm	°C	K m/s
			NF ISO 22262-1 NF X 43-050	NEN-EN 15527	NF EN 12697- 1	NF EN 12697- 2	NF EN 1426	NF EN 1427	NF EN 1426
	SC1-1	Couche A	EB 0/8 Beige						X
	SC1-1	Couche B	EB 0/10 Noir						X
	SC1-2	Couche A	EB 0/8 Beige	X	X	X	X	X	
	SC1-2	Couche B	EB 0/10 Noir	X		X	X	X	X
Comparaison échantillon de (17) et de 2020 (SC2)	17	Couche A	EB 0/8 Beige			X	X		
	SC2	Couche A	EB 0/8 Beige			X	X	X	
	SC3	Couche A	EB 0/8 Beige						X
Comparaison échantillon de (9) et de 2020 (SC4)	9	Couche A	EB 0/8 Beige						
	SC4	Couche A	EB 0/8 Beige						X
	SC4	Couche B	EB 0/10 Noir						X
	SC5	Couche A	EB 0/8 Beige			X	X		
	SC5	Couche B	EB 0/10 Noir			X	X		
Comparaison échantillon de (28) et de 2020 (SC6- 1)	28	Couche A	EB 0/8 Beige						
	SC6-1	Couche A	EB 0/8 Beige						X
	SC6-2	Couche A	EB 0/8 Beige	X	X	X	X		
	SC6-2	Couche B	EB 0/10 Noir	X					
Comparaison échantillon de (11) et de 2020 (SC7)	11	Couche A	EB 0/8 Beige						
	SC7	Couche A	EB 0/8 Beige						X
Comparaison échantillon de (19) et de 2020 (SC8- 1)	19	Couche A	EB 0/8 Beige			X	X		
	SC8-1	Couche A	EB 0/8 Beige			X	X	X	
	SC8-1	Couche B	EB 0/10 Noir						X
	20	Couche A	EB 0/8 Beige						
	SC8-2	Couche A	EB 0/8 Beige	X	X				
	SC8-2	Couche B	EB 0/10 Noir	X		X	X	X	X
	SC9	Couche A	EB 0/8 Beige			X	X	X	X

Tableau 16: Synthèse des essais en laboratoire sur les échantillons du masque amont (2/2)

ESSAIS EN LABORATOIRE											
Légende :			Masse volumique apparente	Teneur en vides d'air	Point de fragilité Fraass	Essais de RTFOT (NBN EN 12607-1)		Composition chimique du bitume (analyse SARA après élimination des Asphalènes)			
Couche A 2020 Couche B 2020 Couche A 1995						(NBN EN 12607-1)					
Nom du sondage	Couche	Description	ρ_{bse} Mg/m ³	Va %	°C	Variation de masse (%)	Point de fragilité Fraass après RTFOT (°C)	% m/m			
			NF EN 12697-6	NF EN 12697-8	NF EN 12593	NF EN 12607-1	NF EN 12593	IP 469			
								A ⁽¹⁾	S ⁽²⁾	A ⁽³⁾	R ⁽⁴⁾
	SC1-1	Couche A	EB 0/8 Beige	X	X						
	SC1-1	Couche B	EB 0/10 Noir	X	X						
	SC1-2	Couche A	EB 0/8 Beige			X					
	SC1-2	Couche B	EB 0/10 Noir								
Comparaison échantillon de (17) et de 2020 (SC2)	17	Couche A	EB 0/8 Beige			X					
	SC2	Couche A	EB 0/8 Beige			X	X	X			
	SC3	Couche A	EB 0/8 Beige	X	X						
Comparaison échantillon de (9) et de 2020 (SC4)	9	Couche A	EB 0/8 Beige	X	X						
				X	X						
				X	X						
	SC4	Couche A	EB 0/8 Beige	X	X						
	SC4	Couche B	EB 0/10 Noir	X	X						
	SC5	Couche A	EB 0/8 Beige								
	SC5	Couche B	EB 0/10 Noir								
Comparaison échantillon de (28) et de 2020 (SC6-1)	28	Couche A	EB 0/8 Beige	X	X						
	SC6-1	Couche A	EB 0/8 Beige	X	X						
	SC6-2	Couche A	EB 0/8 Beige								
	SC6-2	Couche B	EB 0/10 Noir								
Comparaison échantillon de (11) et de 2020 (SC7)	11	Couche A	EB 0/8 Beige	X	X						
	SC7	Couche A	EB 0/8 Beige	X	X						
Comparaison échantillon de (19) et de 2020 (SC8-1)	19	Couche A	EB 0/8 Beige			X					
	SC8-1	Couche A	EB 0/8 Beige			X	X	X			
	SC8-1	Couche B	EB 0/10 Noir	X	X						
	20	Couche A	EB 0/8 Beige	X	X						
	SC8-2	Couche A	EB 0/8 Beige								
	SC8-2	Couche B	EB 0/10 Noir								
	SC9	Couche A	EB 0/8 Beige						X	X	X

La synthèse des essais montre que :

- Pour la couche A
 - ◆ Les essais de perméabilité montrent que, même si la compacité de la couche supérieure et les granulats ne sont pas tout à fait conformes aux pratiques recensées par la CIGB, la perméabilité de la couche supérieure est satisfaisante. A ce jour, seuls des désordres ponctuels (fissures parfois profondes, décollements au niveau des joints périmétraux) constituent de potentiels points faibles de l'étanchéité. La couche A peut donc assurer sa fonction d'étanchéité à moyen terme, sous réserve que les désordres n'évoluent pas jusqu'à constituer des défauts d'étanchéité majeurs.
 - ◆ la stabilité de la couche A est compromise à long terme par le mécanisme de dégradation perte d'adhérence/fluage/fissuration mis en évidence par les carottes réalisées en 2020 et les inspections visuelles.
- Pour la couche B :
 - ◆ L'épaisseur irrégulière (suite au sur-rabotage réalisé en 1995) et la faible compacité de la couche B ne permettent pas de garantir son étanchéité et nuisent à l'intégrité du mélange en place. Le bitume est peu élastique, ce qui peut le rendre cassant en cas de déplacement. En revanche, sa résistance au fluage est bonne.

Le détail des investigations réalisées en aval du barrage est présenté dans le tableau suivant.

Tableau 17: Synthèse de la campagne de forage en aval

Sondage	Profondeur / TN (m)	Essais
SC5	12,3	1 essai de résistance à la compression (51,0 MPa) 1 imagerie de paroi
SC6	15	1 essai de résistance à la compression (30,2 MPa) 1 imagerie de paroi
SC7	10,5	1 imagerie de paroi
SC8	10,4	1 essai de résistance à la compression (18,2 MPa) 1 imagerie de paroi
SC9	14	1 essai de résistance à la compression (21,4 MPa) 1 imagerie de paroi

La campagne de forage en aval du barrage a permis :

- la caractérisation du rocher de fondation et notamment l'identification de la profondeur du rocher sain ;
- d'effectuer l'analyse de l'érodabilité de la fosse de dissipation dont les résultats sont présentés au §9.6.

Le détail des essais en laboratoire réalisés dans les matériaux de la tranchée est présenté dans le tableau suivant.

Tableau 18: Synthèse des essais sur les matériaux de la tranchée

Classe des granulats	Essais
0/6 (obtenu par concassage-criblage)	3 granulométries 1 VBS (NF EN 933-9) 2 VBS (NF P 94-068) 1 coefficient d'aplatissement 1 essai Microbar
6/20 (obtenu par concassage-criblage)	3 granulométries 1 coefficient d'aplatissement 3 essais LA 2 essais MDE
20/40 (obtenu par concassage-criblage)	3 granulométries 1 coefficient d'aplatissement 1 analyse pétrographique
0/40 (obtenu par criblage)	3 granulométries 2 VBS (NF EN 933-9) 2 VBS (NF P 94-068) 1 analyse pétrographique 1 essai Microbar

L'analyse des matériaux de la tranchée effectuée sur la risberme du barrage a permis :

- La réalisation d'un essai de concassage-criblage à grande échelle de la fraction supérieure à 40 mm,
- La caractérisation des granulats issus du processus de concassage criblage ainsi que celle des granulats 0/40 mm extraits directement dans la tranchée.

Les essais effectués démontrent l'aptitude des granulats à être utilisés pour la fabrication du BCR. Des essais de formulation ont été réalisés et sont présentés au §11.1.5.

9 SYNTHÈSE DES ÉTUDES HYDRAULIQUES

9.1 PREAMBULE

L'évacuateur de crue en BCR a fait l'objet d'études sur modèle physique et sur modèle hydraulique numérique tridimensionnel. Une première configuration de l'évacuateur de crue a été présentée dans le cadre de l'avant-projet de la sécurisation du barrage puis des modifications ont été apportées prenant en compte les évolutions du projet dans le but d'améliorer les conditions hydrauliques des écoulements.

Chacune de ces études ont fait l'objet de rapports présentés respectivement en ANNEXE 7 et ANNEXE 8. Une synthèse est présentée dans les paragraphes suivants.

9.2 PRÉSENTATION DES MODÈLES RÉALISÉS

9.2.1 MODÈLE HYDRAULIQUE NUMÉRIQUE TRIDIMENSIONNEL

L'emprise du modèle est indiquée dans la figure suivante. Par rapport à l'usage courant et pour répondre à une demande de l'AMO, il a été étendu assez largement vers l'amont en phase projet afin de prendre en compte le coude marqué de la vallée.



Figure 93 – Emprise du modèle hydraulique 3D

La tulipe (section d'entrée simplifiée), l'évacuateur de crues et les galeries de restitution sont intégrés au modèle (cf. figure ci-dessous). La topographie de la retenue a été représentée à partir d'une campagne bathymétrique de 2016.

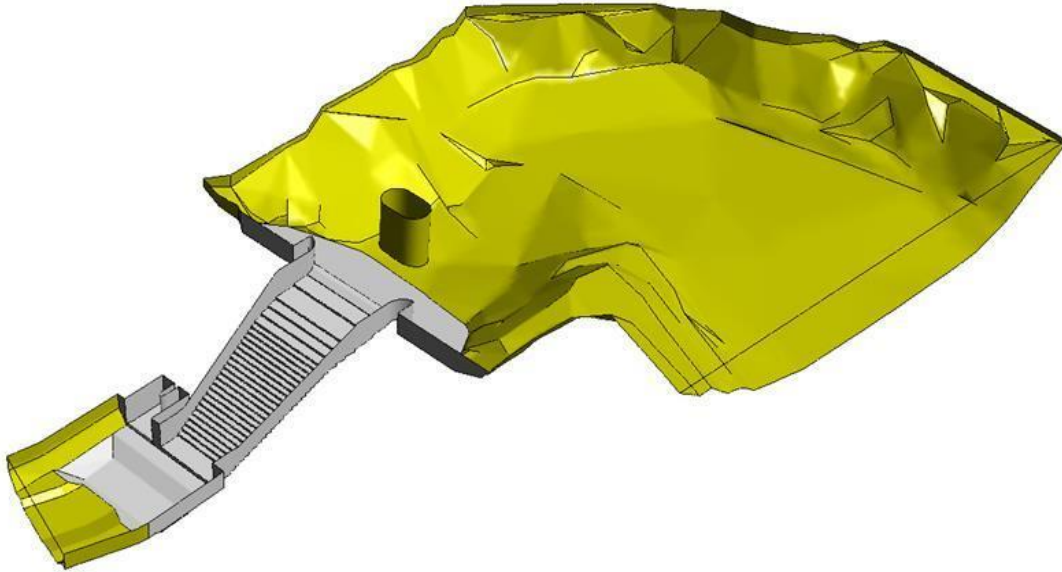


Figure 94 – Géométrie du modèle hydraulique 3D

Les écoulements sur la route nationale 106 ne sont pas représentés. Ayant lieu pour la crue de période de retour de 100 000 ans et représentant l'ordre du pourcent du débit total, ils sont négligés.

Les modifications suivantes ont été apportées à l'évacuateur de crue entre l'avant-projet et le projet :

- modification de l'entonnement et du seuil : les bajoyers ont été profilés pour éviter le décollement des veines de fluide des bajoyers,
- déplacement du seuil vers l'amont pour mieux définir la section de contrôle des écoulements,
- modification du profil des marches en parties haute et basse en lien avec le déplacement du seuil et l'écran en pieux sécants parafouille en pied,
- modification du tracé des bajoyers en partie basse,
- modification de la fosse de dissipation en pied suite à la mise en œuvre d'un rideau de pieux sécants.

Ces modifications sont illustrées par la figure suivante.

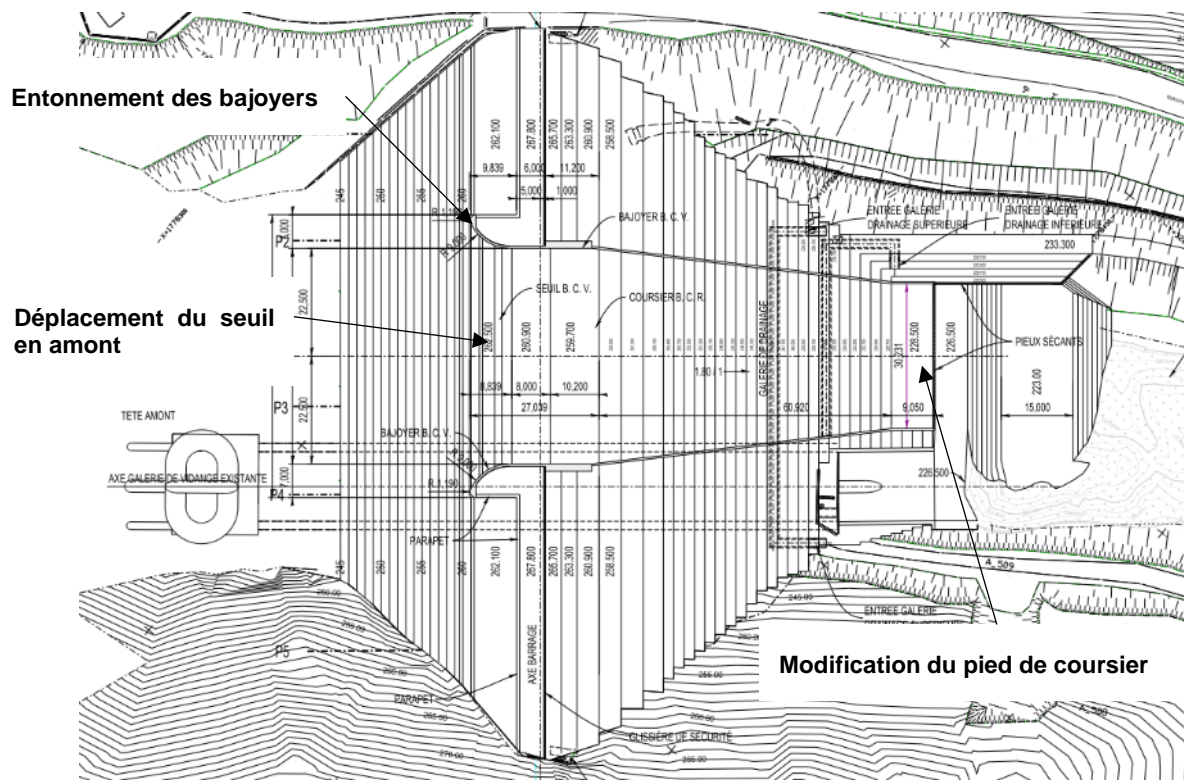


Figure 95 – Modifications apportées depuis l'AVP

Il n'est pas prévu de terrasser le bassin de dissipation. L'érosion se fera naturellement au gré des déversements. Néanmoins, pour les besoins de la modélisation, une fosse a été modélisée dont la géométrie a été calquée sur celle s'étant formée en 50 ans en sortie des galeries de la tulipe (cf. figures suivantes).

Ce niveau représente une situation intermédiaire entre la situation actuelle avec un terrain naturel entre 223 et 228 NGF composé d'alluvions et de rocher altéré et la situation après déversement pour la crue exceptionnelle.

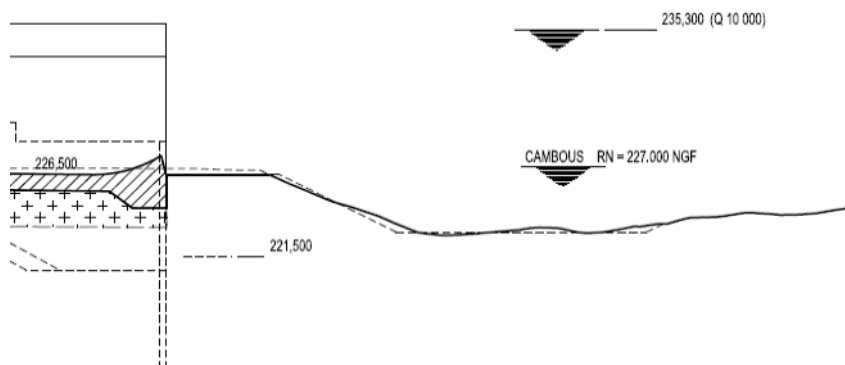


Figure 96 – Fond de la fosse en aval des galeries

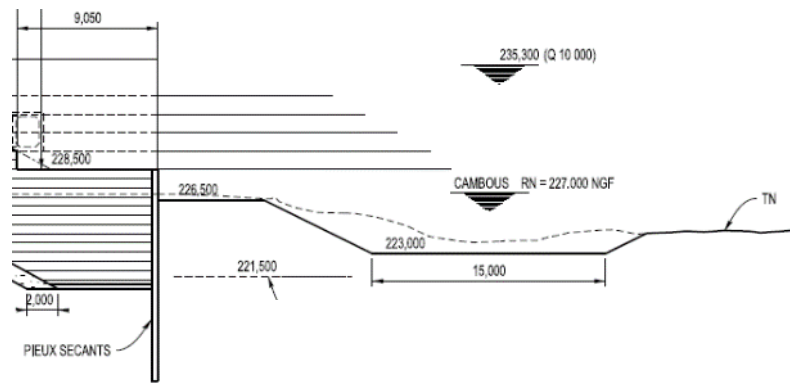


Figure 97 – Configuration fosse retenue dans le modèle

9.2.2 MODELE PHYSIQUE

L'emprise du modèle physique est présentée sur la figure ci-dessous.

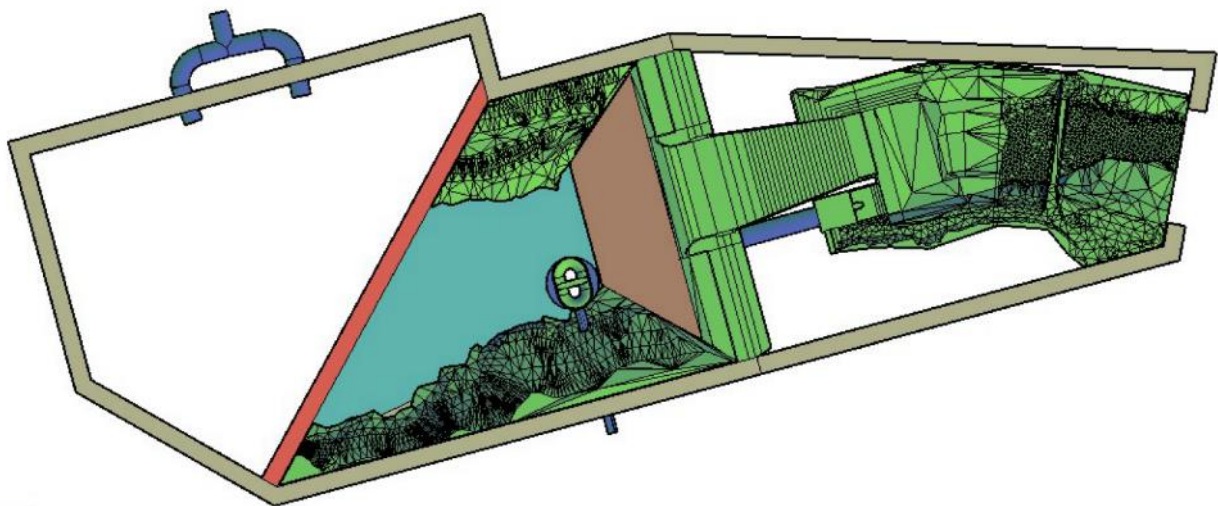


Figure 98 : Emprise du modèle physique en phase projet

Les matériaux employés pour sa construction sont les suivants :

- en gris : maçonnerie en aggloméré,
- en rouge : mur en brique ajourée afin de tranquilliser les écoulements dans la caisse amont,
- en vert : les structures au contact de l'eau, représentées finement sur la base des plans de projet et fabriquées en polystyrène haute densité,
- en marron : planche en bois représentant le parement amont du barrage,
- en bleu : conduite métallique représentant de façon sommaire la partie basse de la tulipe et la galerie d'évacuation, l'étude des écoulements au sein de la tulipe ne faisant pas partie des objectifs de la modélisation physique.



Figure 99 : Parties amont du modèle physique (bassin tranquilisateur, paroi ajourée et retenue)



Figure 100 : Partie aval du modèle physique

Les principales évolutions du modèle physique entre l'avant-projet et le projet sont les suivantes :

- extension de la caisse du modèle vers l'amont pour prendre en compte le coude marqué par la vallée,
- intégration de la topographie des berges dans la retenue en aval de la paroi ajourée,
- modification de l'entonnement et du seuil : les bajoyers ont été profilés pour éviter le décollement des veines de fluide des bajoyers,
- déplacement du seuil vers l'amont pour mieux définir la section de contrôle des écoulements,
- modification du profil des marches en parties haute et basse en lien avec le déplacement du seuil et l'écran en pieux sécants parafouille en pied,
- modification du tracé des bajoyers en partie basse,
- modification de la fosse de dissipation en pied suite à la mise en œuvre d'un rideau de pieux sécants (cf. explications apportées au §9.2.1).

Les points de mesures de niveaux d'eau, de vitesse et de pression sont présentés sur les figures ci-dessous.

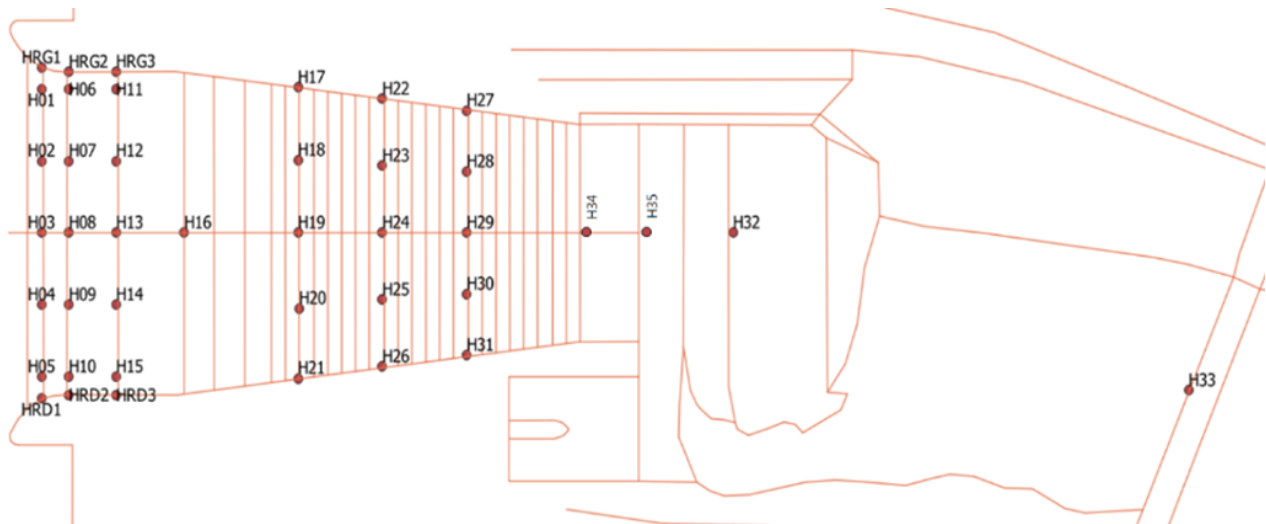


Figure 101 : Implantation des mesures de hauteur d'eau

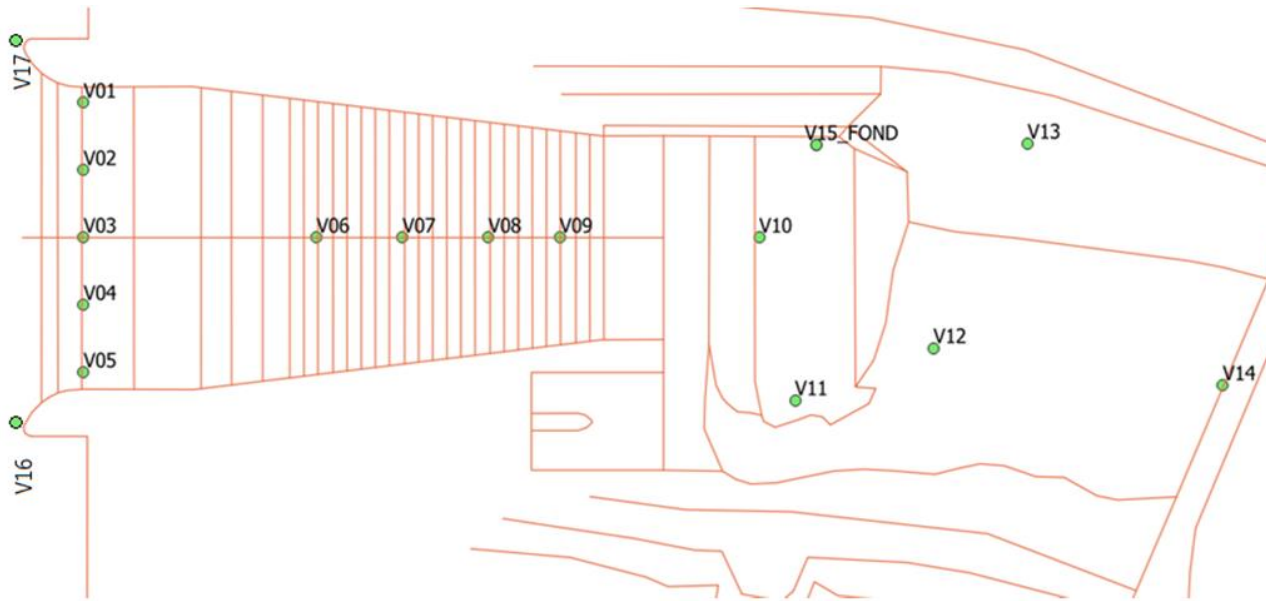


Figure 102 : Implantation des mesures de vitesse

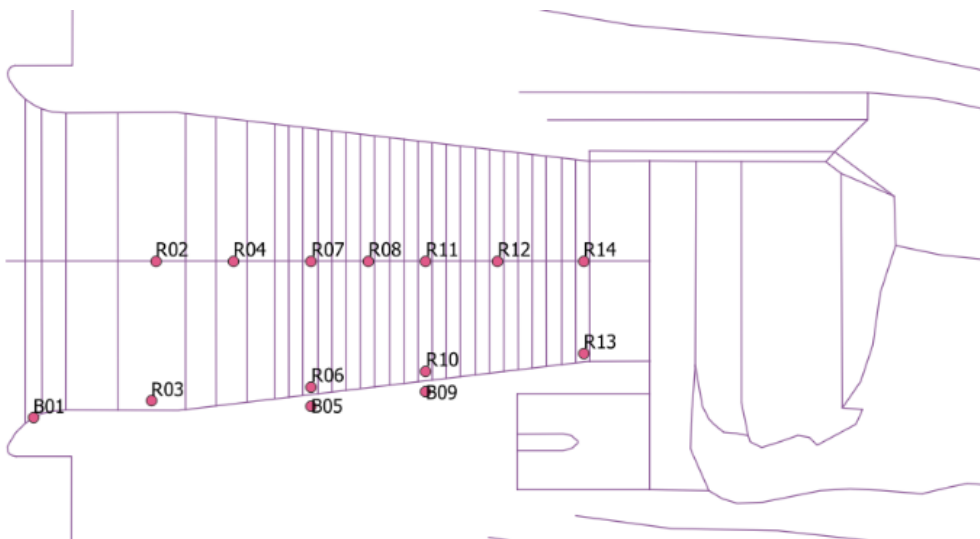


Figure 103 : Implantation des mesures de pression

9.2.3 DEBIT ETUDIES

Les débits simulés sur le modèle numérique sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 19 – Scénarios simulés sur le modèle numérique

	Situation	Niveau retenue (m NGF)	Niveau aval (m NGF)	Débit tulipe (m ³ /s)	Débit en sortie de galeries (m ³ /s)	Débit EVC sur BCR (m ³ /s)
Crue 1	2 m de charge sur l'évacuateur (proche de Q1000)	264,50	232,79	550	850	261
Crue 2	Niveau prévisionnel des PHE	267,20	236,60	600	920	920
Crue 3	Niveau prévisionnel du mur pare-vague	268,80	238,43	600	920	1440
Crue 4	0,8 m de charge sur l'évacuateur	263,40	230,83	176	490	80

Les débits simulés sur le modèle physique sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 20 : Scénarios simulés sur le modèle physique

Crue	Total injecté	Q1 (amont)	Q2 (Pertuis)	Q3 (galerie)	QEVC (évacuateur)
Q1000 (1080 m ³ /s)	1080	776	304	850	230
Q10 000 (1780 m ³ /s)	1780	1476	304	920	860
Q100 000 (2290 m ³ /s)	2290	1986	304	930	1360
Faible crue (charge de 2 cm sur le seuil du modèle)	68	68	0	0	68

Les conditions amont des modèles diffèrent entre les modèles numériques et physiques :

- Sur le modèle numérique, on définit comme niveau amont les altitudes des crues caractéristiques issues de l'avant-projet (261,5, 267,2 et 268,8 m NGF) et le modèle mesure le débit qui transite via l'évacuateur de crues de surface ;
- Sur le modèle physique, on injecte en amont les débits de pointe des hydrogrammes des crues laminées issus de l'avant-projet et on mesure le niveau atteint dans la retenue.

Les résultats des deux modélisations ont été comparés dans le but de confirmer leur cohérence et le dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crues. L'analyse des résultats est présentée ci-dessous.

9.2.4 LOI D'EVACUATION DU NOUVEL EVACUATEUR DE CRUES

Les mesures des cotes de retenue et de débit sont présentées dans le graphique suivant. Une courbe théorique de loi de seuil est également présentée avec les caractéristiques suivantes :

- Coefficient de débit : 0,425

- Longueur de seuil : 47,47 m (moyenne des longueurs des arrêtes amont et aval du seuil à 262,50 m NGF)

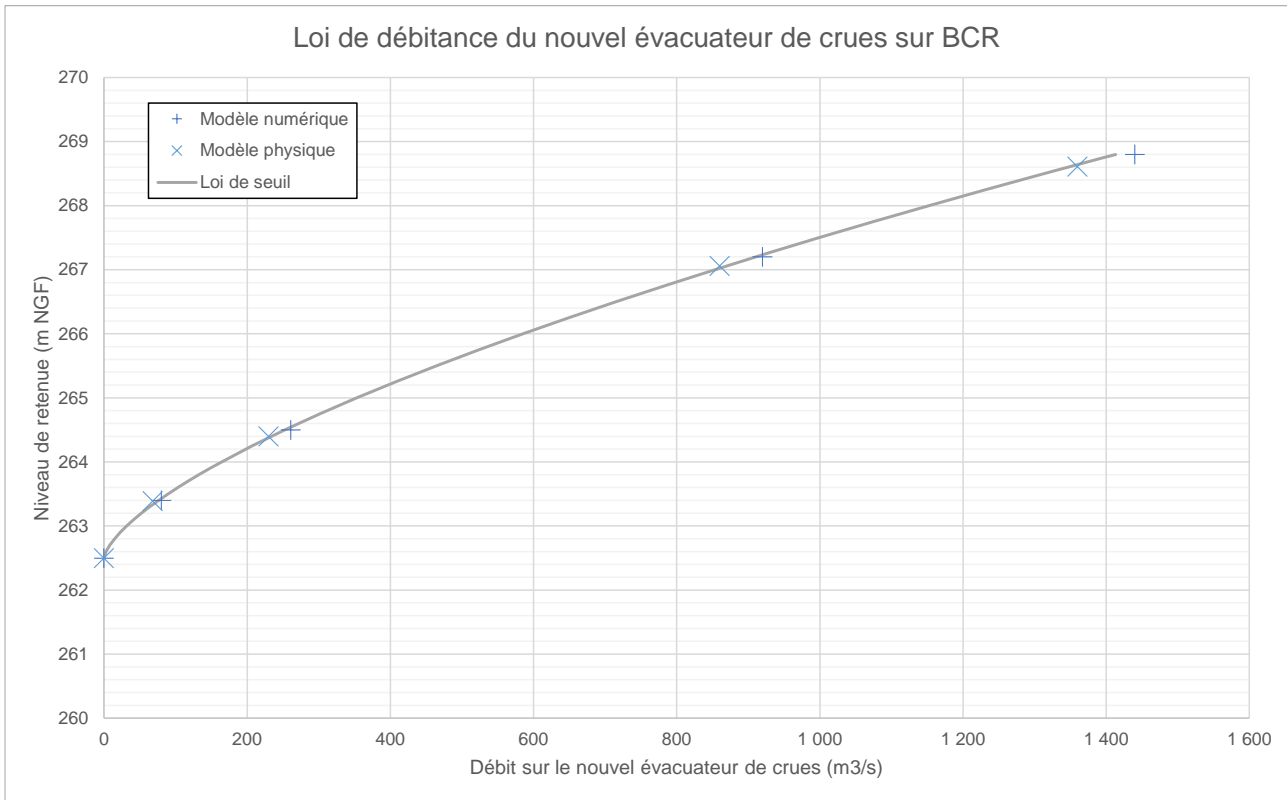


Figure 104 : Mesures de débitance sur modèles et courbe théorique

Le graphique confirme la cohérence des résultats issus des modèles physiques et numériques avec une loi de seuil théorique.

9.3 ECOULEMENT DANS LA RETENUE

Le modèle numérique montre que le coude de la vallée n'a pratiquement pas d'influence sur le niveau de retenue qui reste constant (+/- 10 cm) en tout point situé à l'écart des ouvrages d'évacuation.

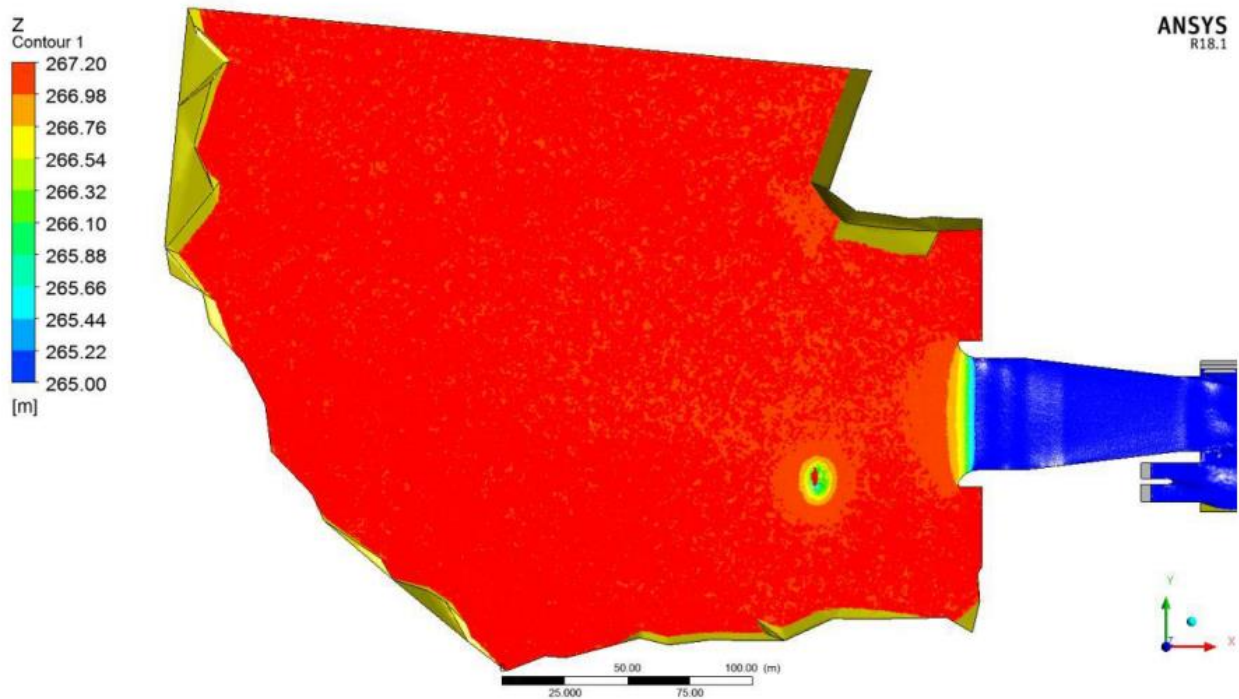


Figure 105 : Iso-valeurs de l'altitude du plan d'eau pour Q10 000

Les vitesses d'écoulement sont plus marquées dans le coude de la vallée et sont inférieures au m/s pour les crues millénaire et décennales et de l'ordre de 1,5 m/s pour la crue de période de retour 100 000 ans.

Ces vitesses augmentent à l'approche des ouvrages d'évacuation.

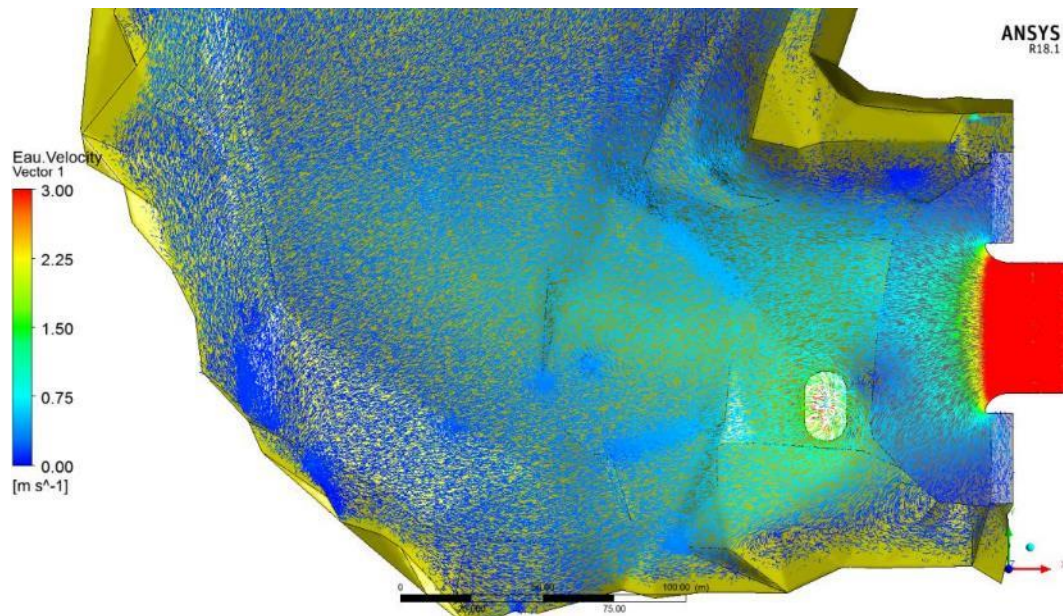


Figure 106 – Vecteurs de vitesse dans la retenue – Crue décennale

Sur le modèle physique la cote de retenue a fait l'objet de plusieurs mesures :

- à partir de deux limnimètres en rive droite et gauche (F1 et F2) ;
- à partir d'un flotteur muni d'un prisme sur le plan d'eau (F3 à F6).

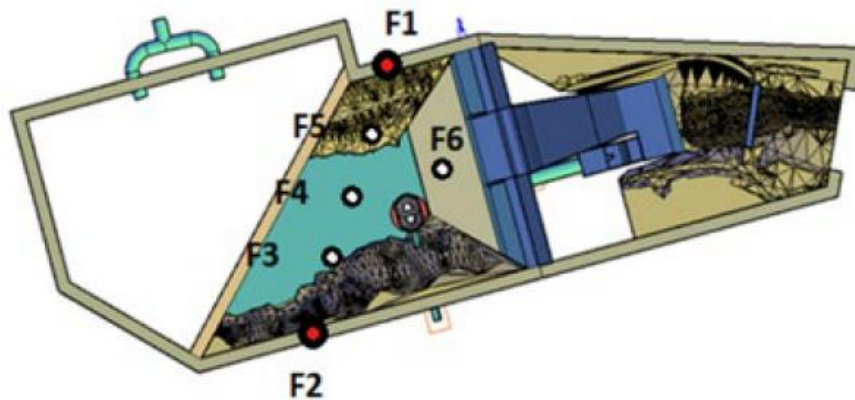


Figure 107 : Points de mesure du plan d'eau sur le modèle physique

Un écart d'altitude du plan d'eau de 6 à 12 cm à l'échelle réelle a été constaté entre les deux rives pour les crues de période de retour 1000 à 100 000 ans. La cote du plan d'eau apparaît plus élevée en rive droite qu'en rive gauche, en cohérence avec les vitesses plus fortes en rive gauche. Ces chiffres sont cependant à nuancer car cet écart représente 1,5 à 3 mm sur le modèle physique, hauteur certainement proche de celle de l'ondulation du plan d'eau causée par les conditions météorologiques le jour des mesures.

Concernant les vitesses, les mesures effectuées montrent des valeurs semblables à celles issues du modèle numérique à savoir 0,5 m/s pour la Q1000, 0,95 m/s pour Q10 000 et 1 m/s pour Q100 000.

Les deux modèles convergent sur des valeurs de vitesses faibles à modérées dans la retenue.

9.4 ECOULEMENT A L'ENTONNEMENT DE L'EVACUATEUR DE CRUES

L'entonnement de l'évacuateur de crue a fait l'objet de modifications au stade du projet avec :

- l'amélioration du profil hydraulique en incurvant les bajoyers réduisant le décollement des veines de fluide et les fluctuations de la ligne d'eau observées sur le modèle physique lors de la phase d'avant-projet ;
- l'épaississement des bajoyers pour une meilleure résistance et pour répondre aux besoins en matière de place requis pour la mise en œuvre du BCR ;
- le déplacement du seuil vers l'amont pour avoir une mise en vitesse des écoulements au plus tôt et réduire les ondes stationnaires dans le coursier.

Les photos suivantes présentent l'évolution de l'écoulement pour la crue décennale entre les modèles réalisés en phase AVP et PRO.

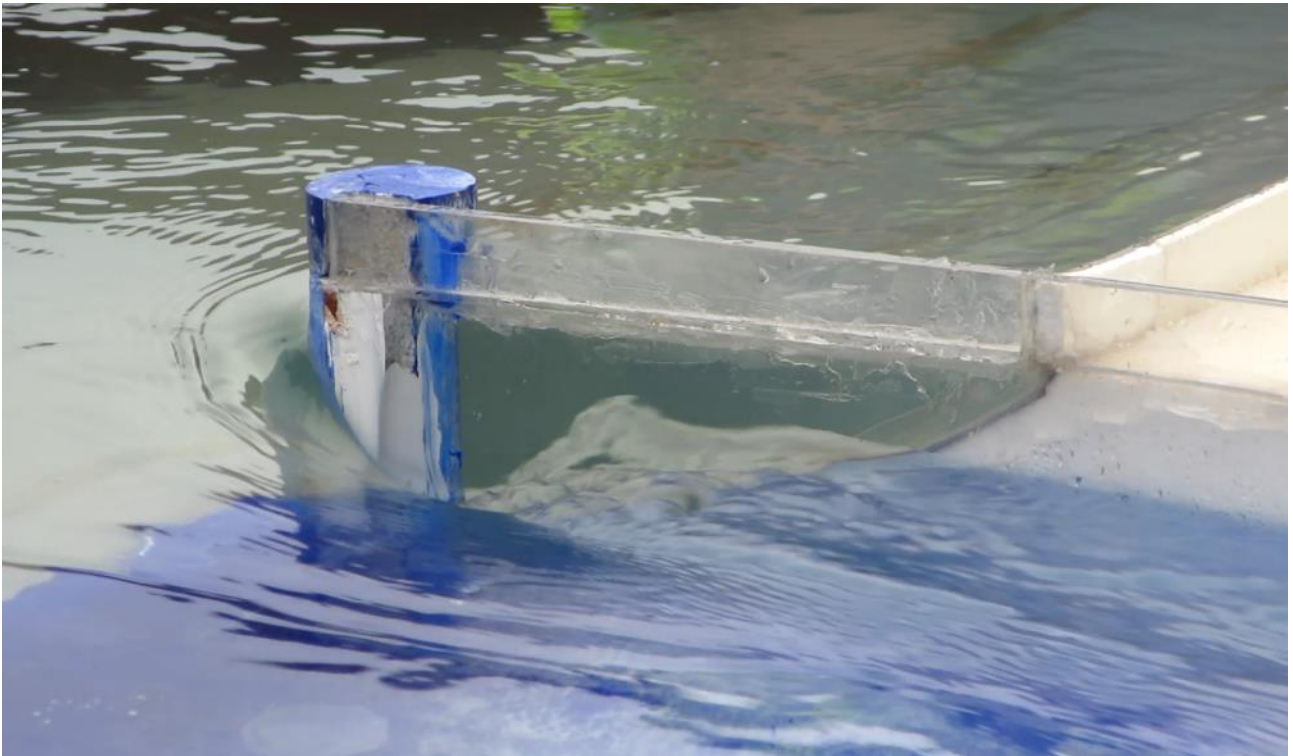


Figure 108 : Conditions des écoulements à l'entonnement sur le modèle de l'AVP (bajoyer rive gauche – Q10 000)



Figure 109 : Conditions des écoulements à l'entonnement sur le modèle du projet (bajoyer rive gauche – Q10 000)

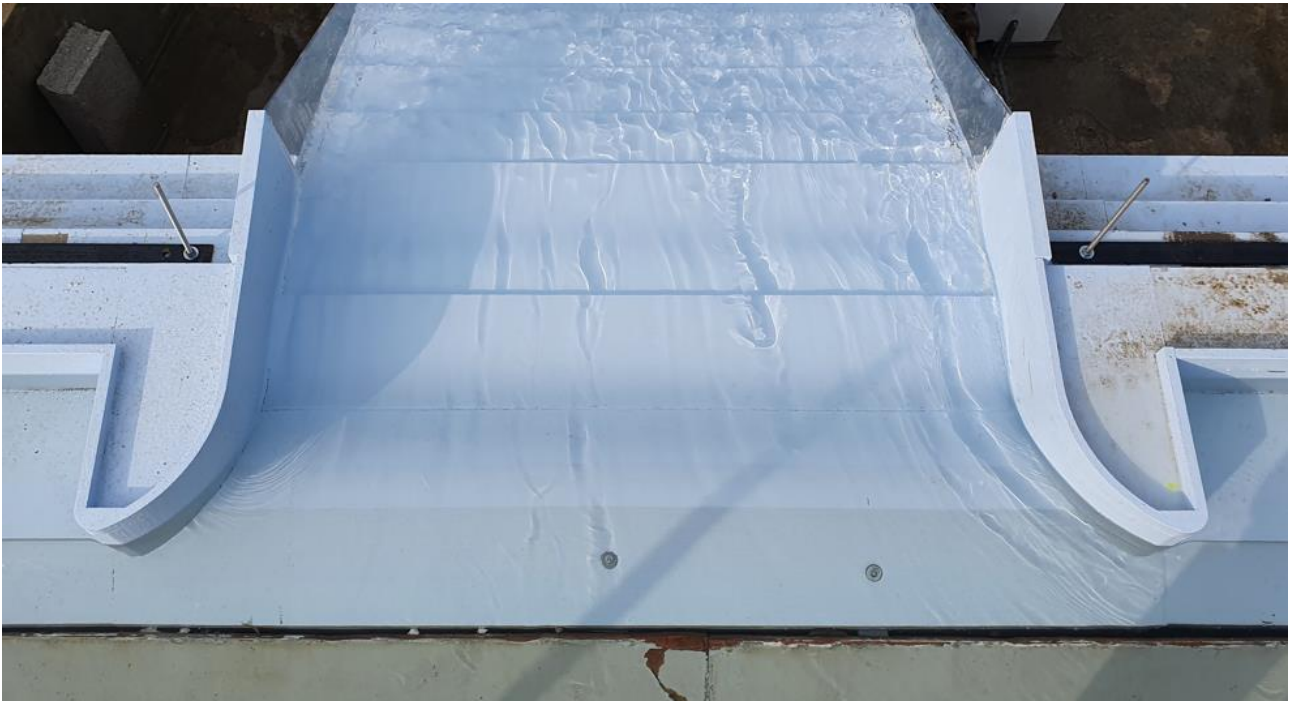


Figure 110 : Conditions des écoulements à l'entonnement sur le modèle physique du projet (Q10 000)

On note à présent l'absence de fluctuations observées le long des bajoyers sur le précédent modèle et une meilleure symétrie des écoulements d'une rive à l'autre.

Les résultats issus des modèles physique et numérique sont présentés dans les graphiques ci-dessous. Ils apparaissent cohérents traduisant leur fiabilité.

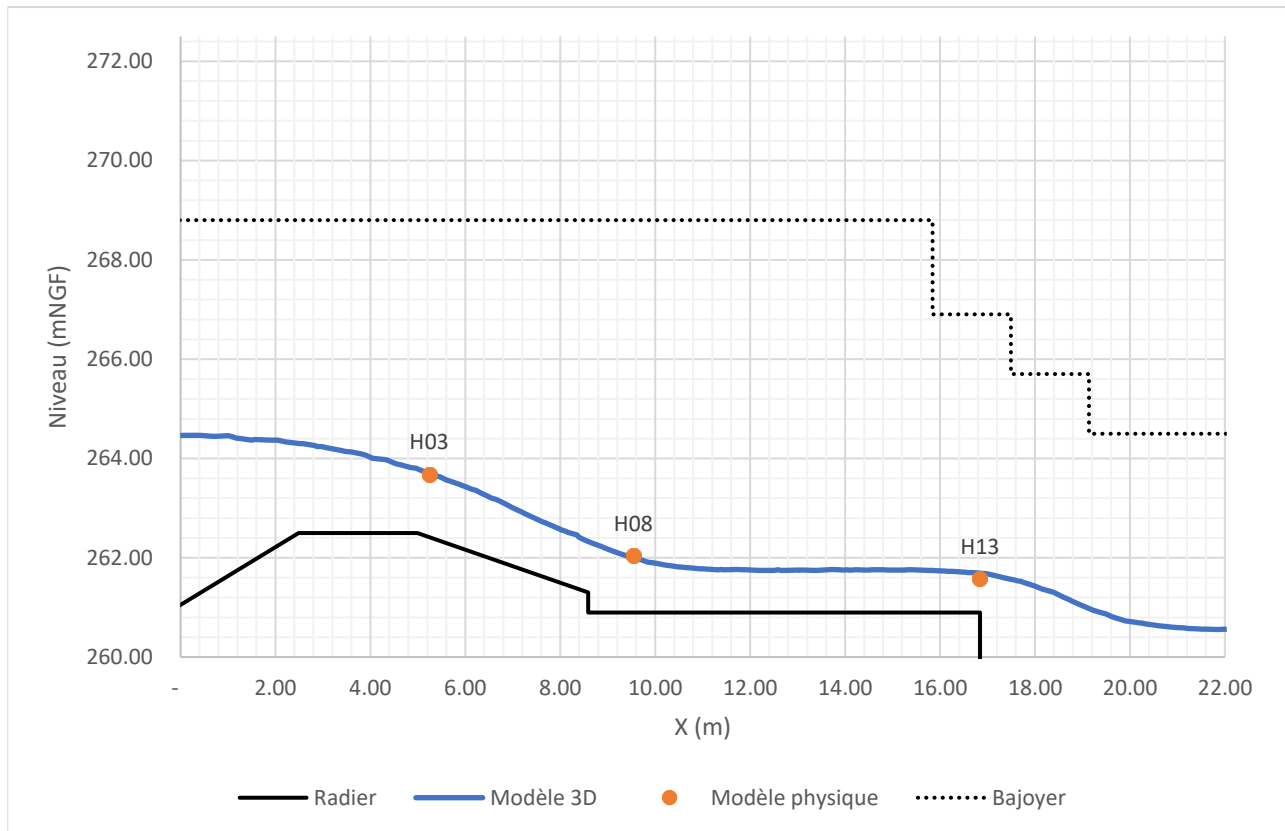


Figure 111 : Ligne d'eau pour Q1000

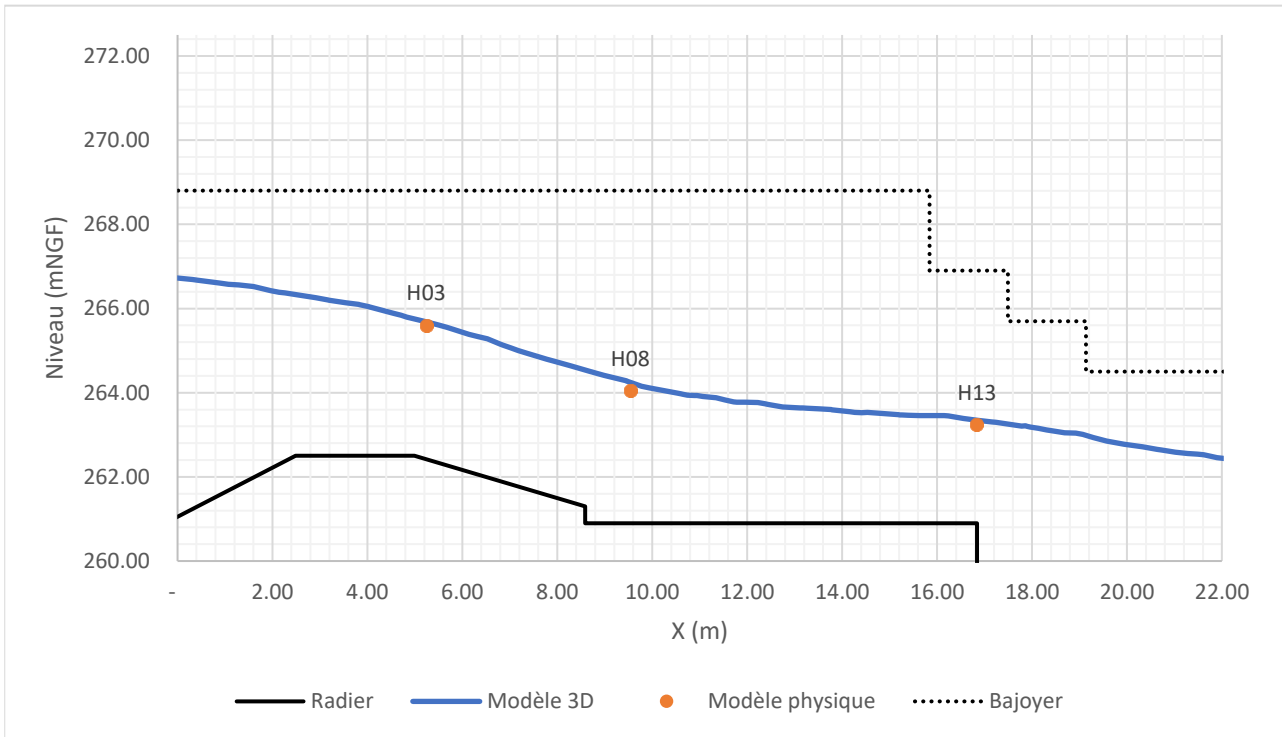


Figure 112 : Ligne d'eau pour Q10 000

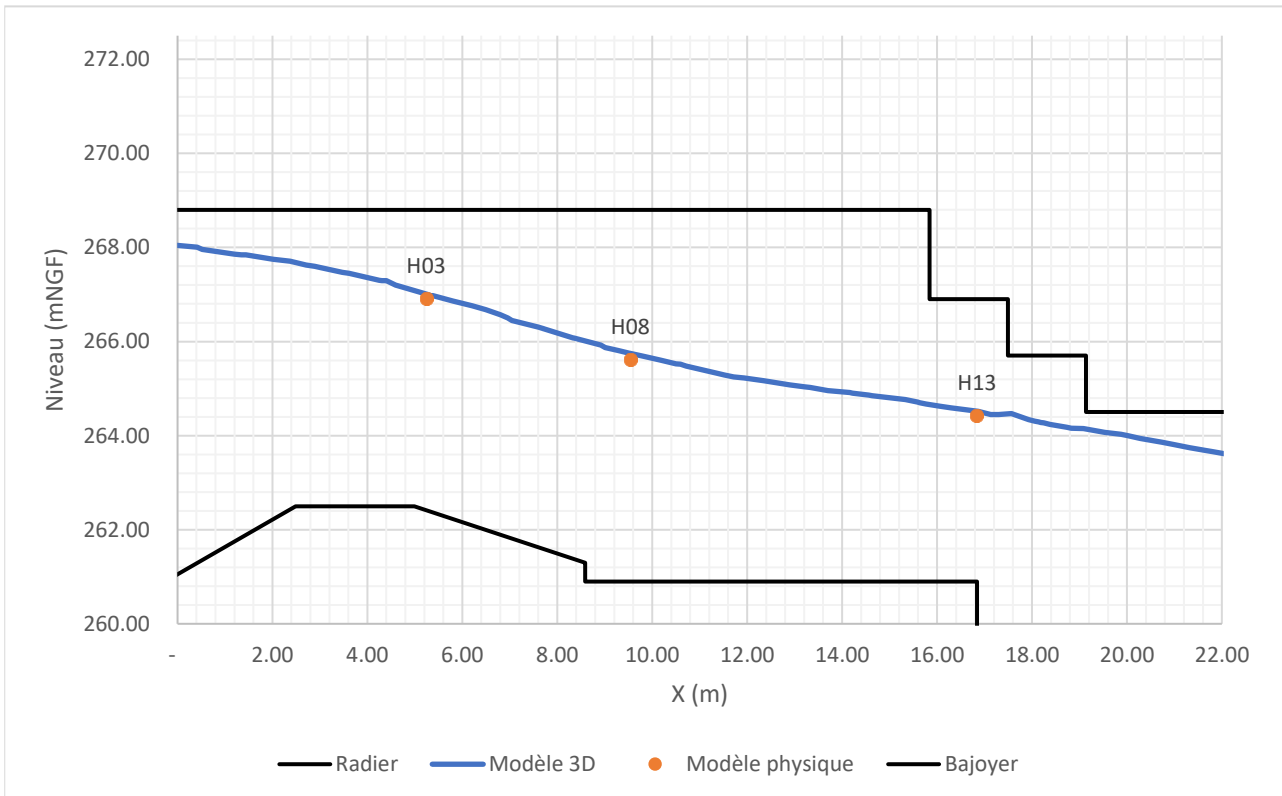


Figure 113 : Ligne d'eau pour Q100 000

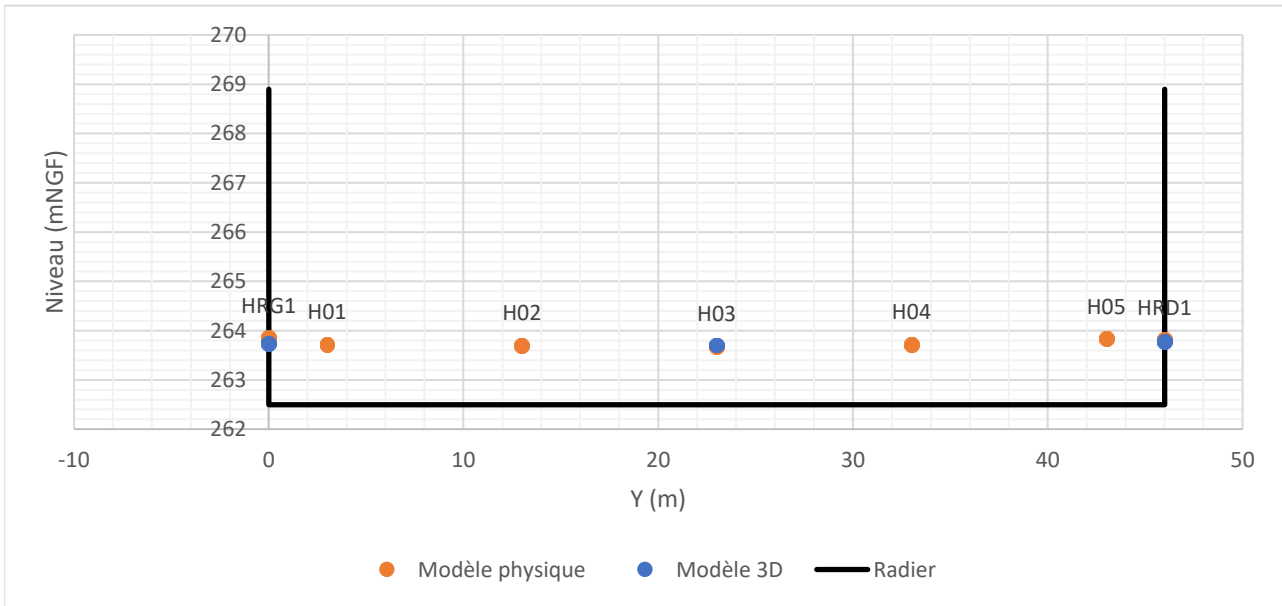


Figure 114 : Profil en travers de la ligne d'eau sur l'arrête amont du seuil (Q1 000)

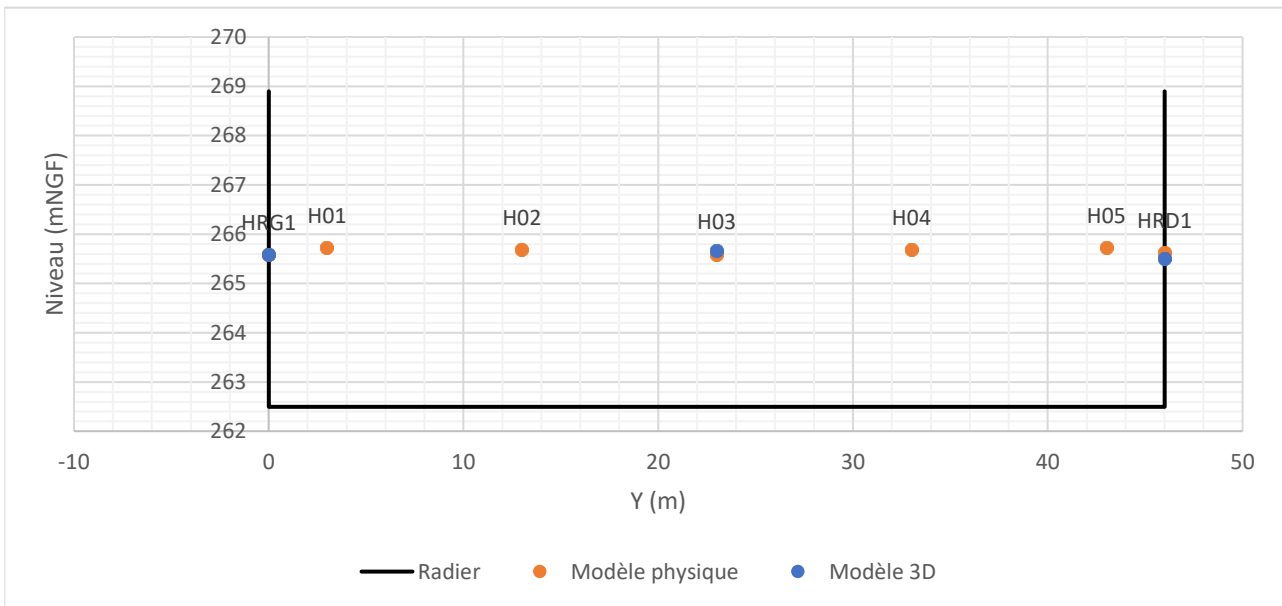


Figure 115 : Profil en travers de la ligne d'eau sur l'arête amont du seuil (Q10 000)

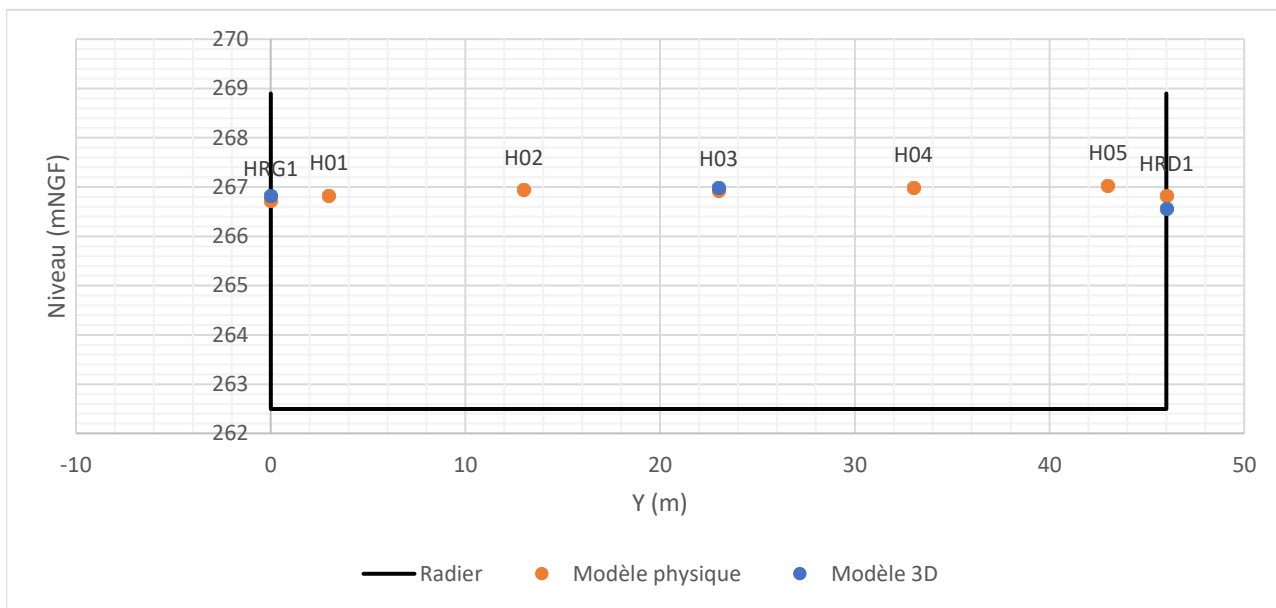


Figure 116 : Profil en travers de la ligne d'eau sur l'arête amont du seuil (Q100 000)

Les mesures de vitesses réalisées en aval immédiat du seuil sont présentées sur les graphiques ci-dessous. Des écarts sont observés entre les deux modèles pour la crue millénale.

Le modèle numérique montre un profil de vitesse constant d'une rive à l'autre autour de 4 m/s alors que le modèle physique montre une dissymétrie des vitesses et des valeurs allant jusqu'au double. Ces mesures de vitesse pourraient aboutir à une forte surestimation du débit sur le modèle physique.

La faible profondeur d'eau sur le modèle physique (de l'ordre de 2cm) a pu conduire à des difficultés de mesure.

Dès lors que la hauteur d'eau augmente pour les crues décamillénale et cent-millénale, ces écarts se réduisent considérablement et la symétrie entre rives est retrouvée.

A noter que les valeurs maximales des vitesses à l'aval immédiat du seuil sont de l'ordre de 7 à 8 m/s traduisant une augmentation rapide de celles-ci à l'entonnement.

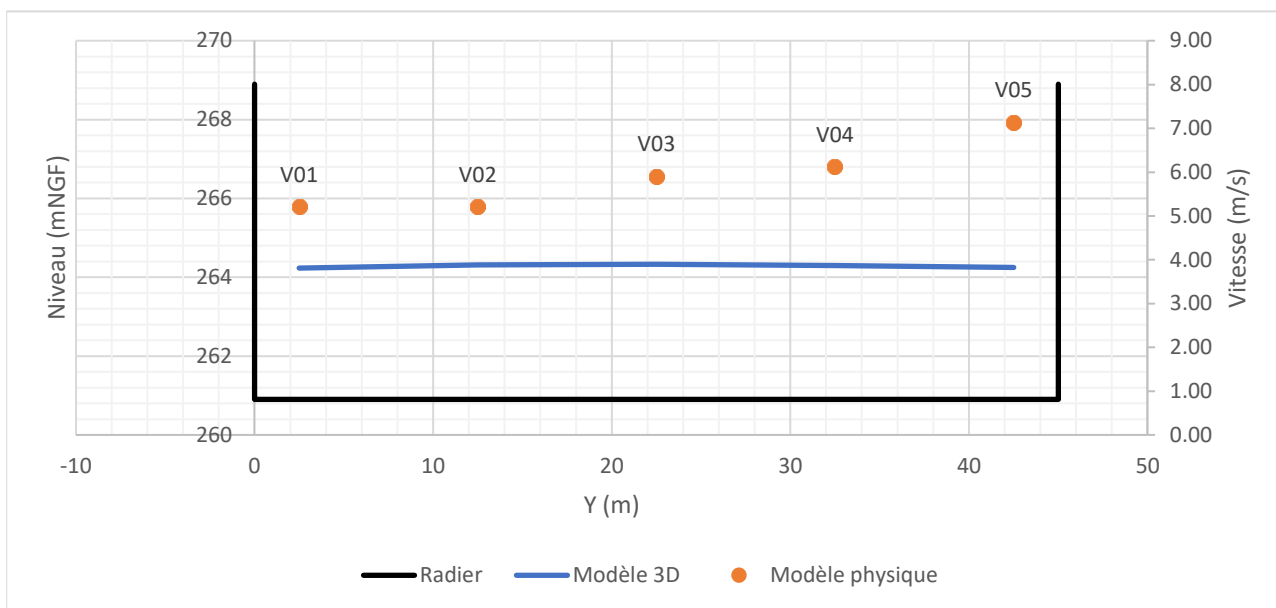


Figure 117 : Profil en travers des vitesses mesurées à l'aval immédiat du seuil (Q1 000)

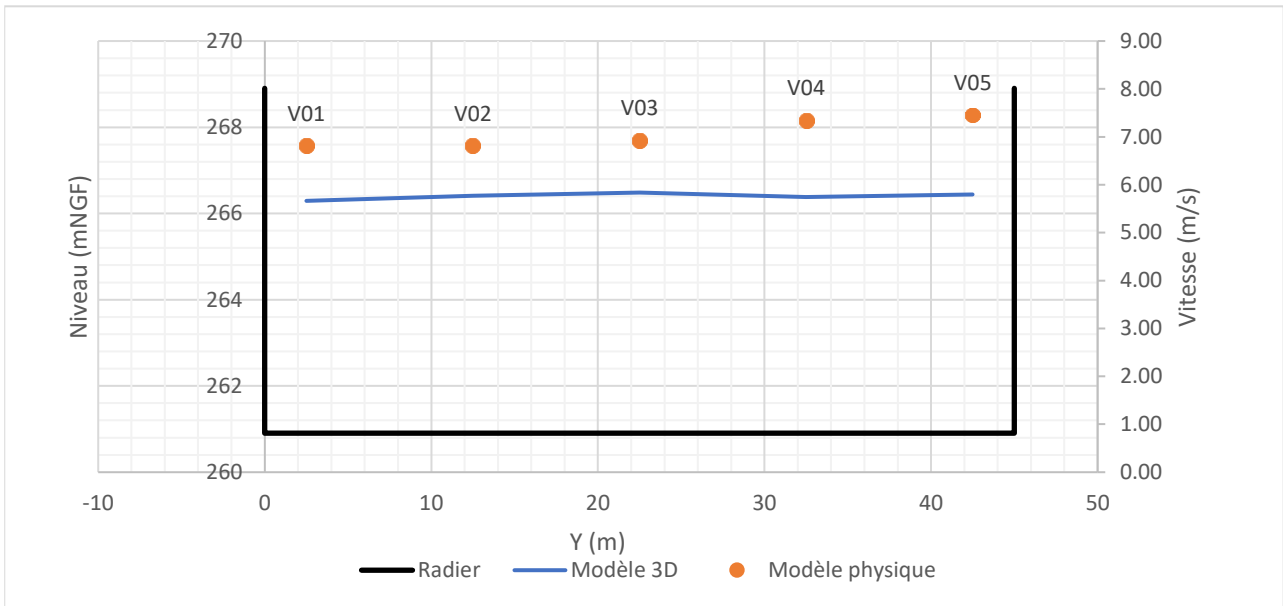


Figure 118 : Profil en travers des vitesses mesurées à l'aval immédiat du seuil (Q10 000)

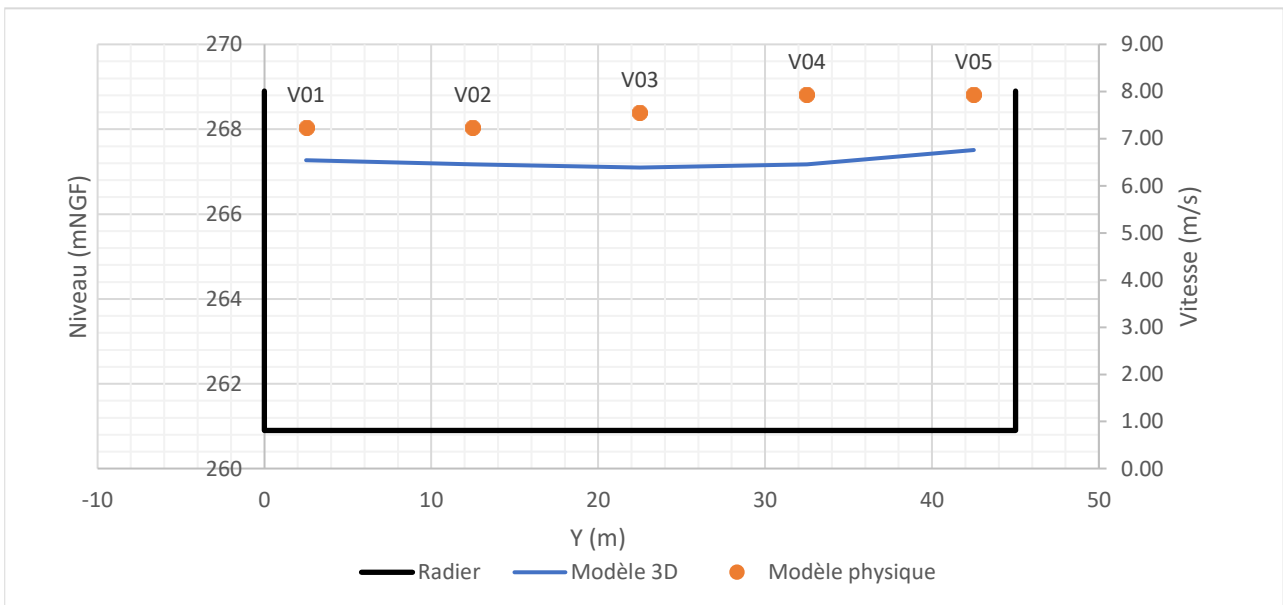


Figure 119 : Profil en travers des vitesses mesurées à l'aval immédiat du seuil (Q100 000)

9.5 ECOULEMENT SUR LE COURSIER DE L'EVACUATEUR DE CRUES

9.5.1 NIVEAUX D'EAU ET VITESSES

Les écoulements sur le coursier sont présentés sur les graphiques ci-dessous. L'étude de la revanche est détaillée par la suite.

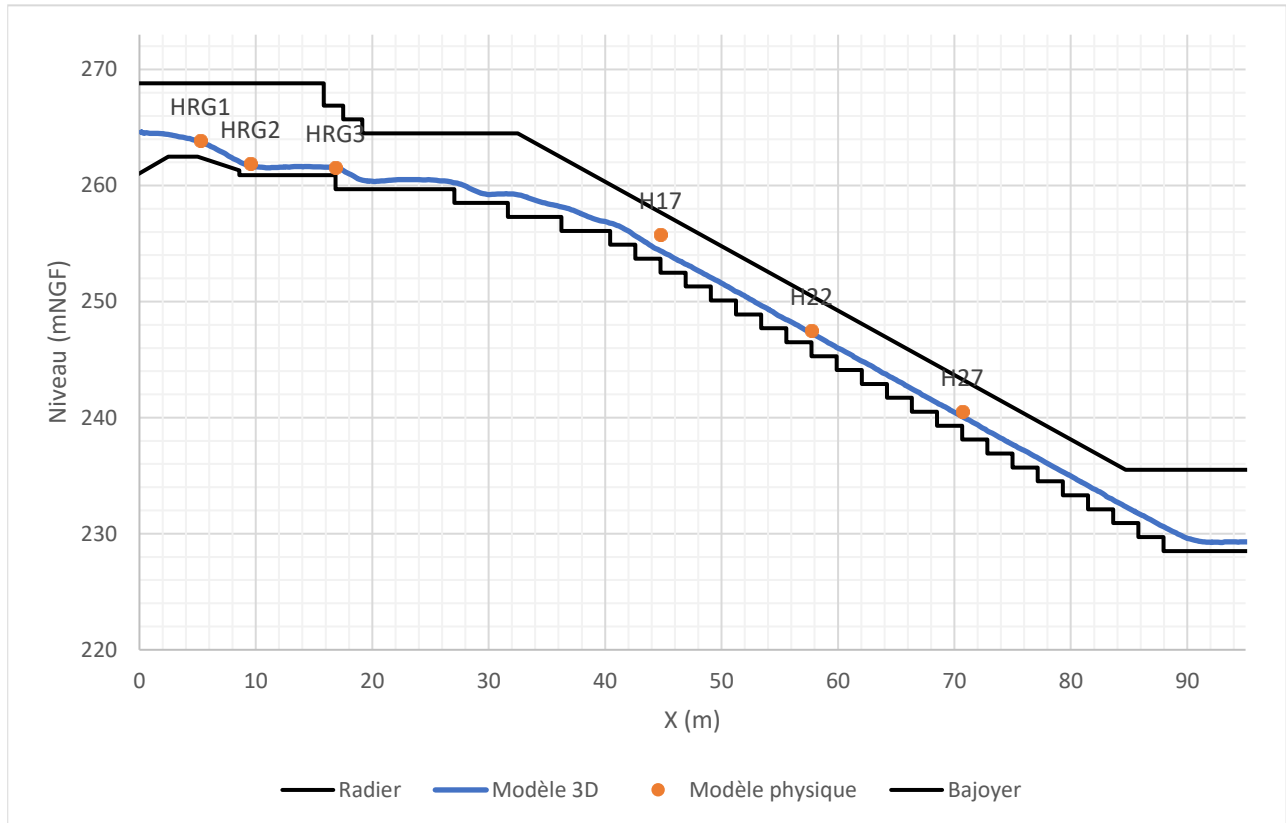


Figure 120 : Ligne d'eau le long des bajoyers pour Q1 000

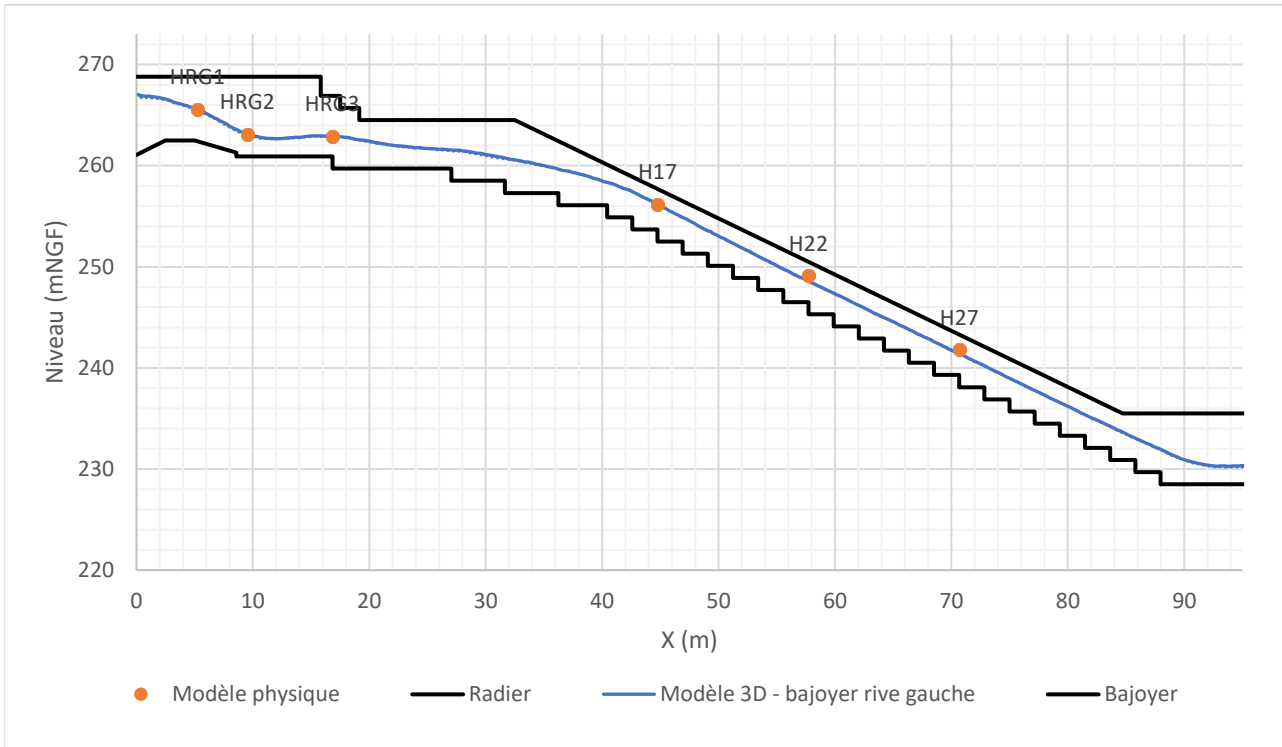


Figure 121 : Ligne d'eau le long des bajoyers pour Q10 000

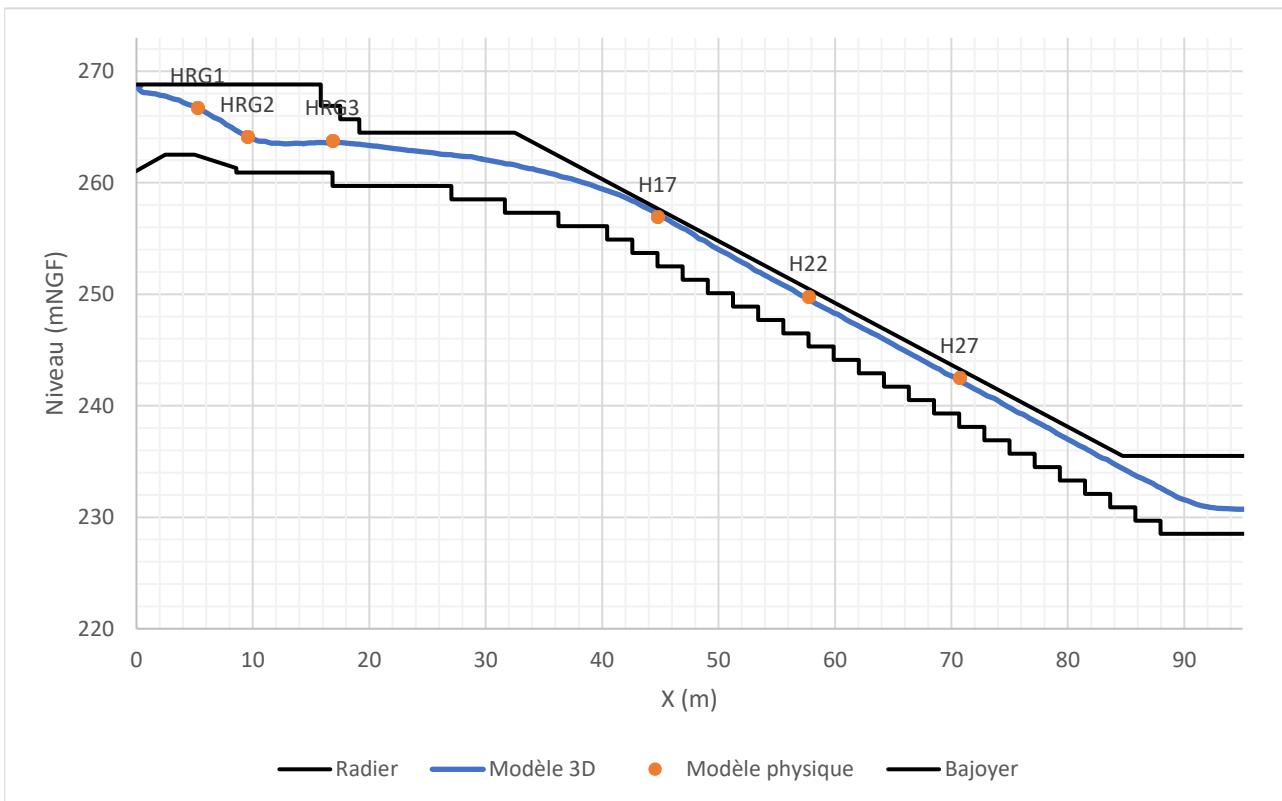


Figure 122 : Ligne d'eau le long des bajoyers pour Q100 000

La cohérence des résultats issus des modèles physique et numérique est à nouveau vérifiée le long du coursier. Les lignes d'eau le long des bajoyers sont identiques confirmant la symétrie des écoulements.

Seul un écart de niveau d'eau subsiste pour la crue millénale au niveau du point de mesure H17. Cet écart provient d'un phénomène de décollement de la nappe d'eau au niveau de la rupture de pente dans le coursier. Il est bien visible sur le modèle physique mais non perçu sur le modèle numérique 3D.

La revanche des bajoyers du coursier reste largement suffisante empêchant d'éventuelles surverses (cf. Figure 120).

A noter que ce phénomène n'apparaît plus pour les crues de période de retour supérieure.



Figure 123 : Zone de décollement pour Q1000 (1/2)



Figure 124 : Zone de décollement pour Q1000 (2/2)

Les vitesses d'écoulement extraites des modèles sont présentées sur le graphique ci-dessous.

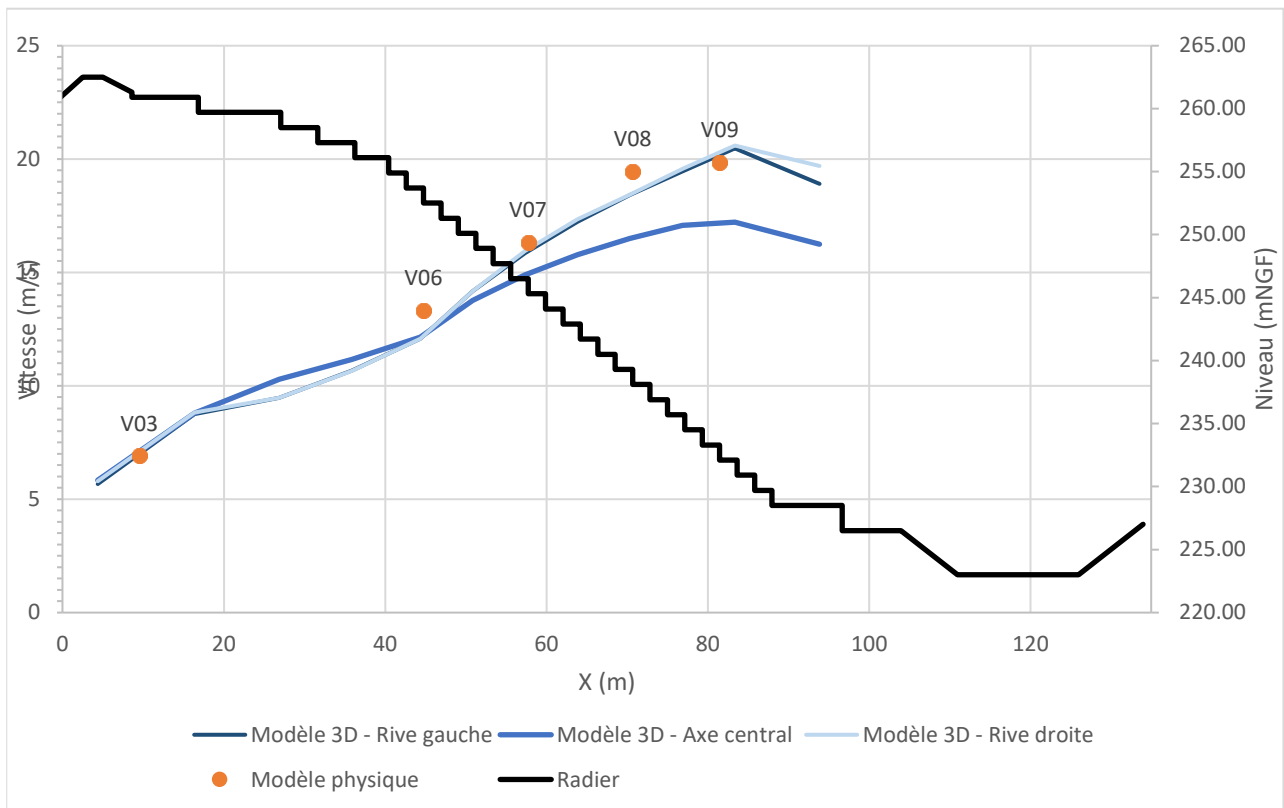


Figure 125 : Profil des vitesses pour Q10 000

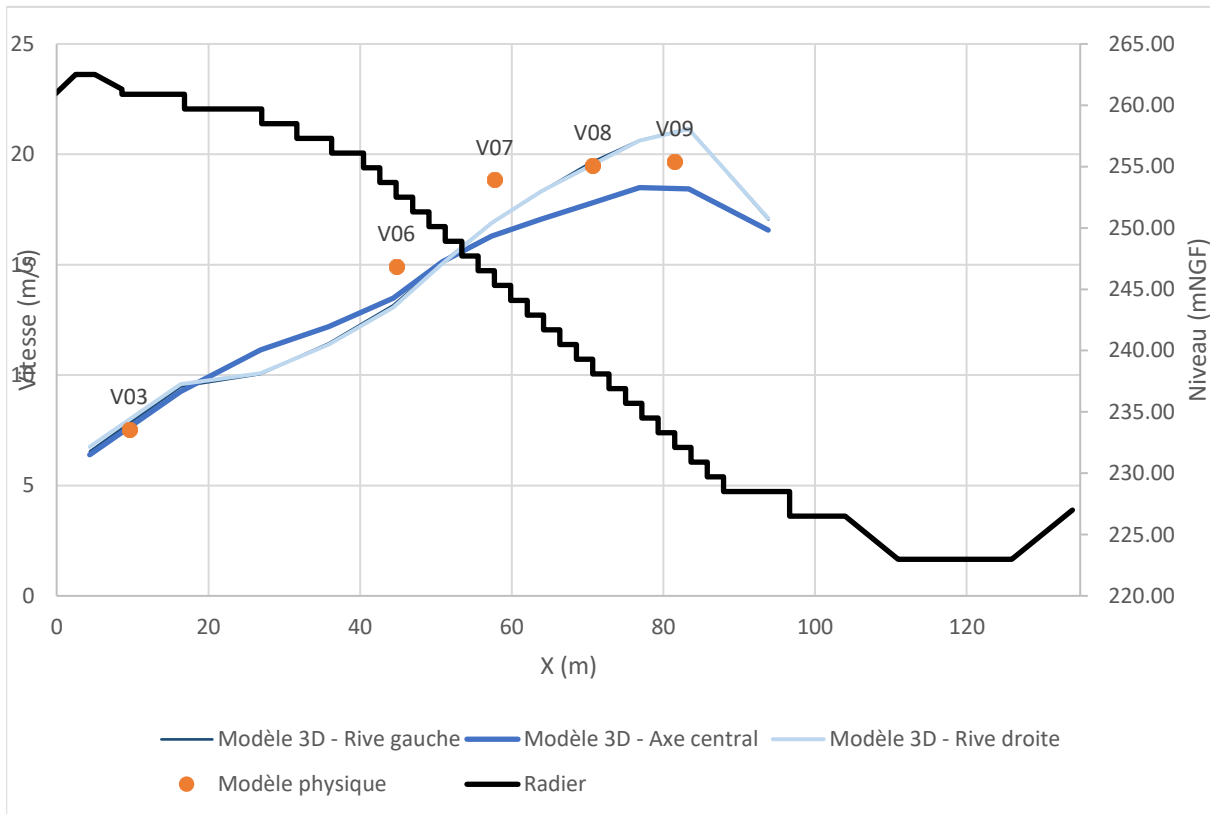


Figure 126 : Profil des vitesses pour Q100 000

L'examen des profils de vitesses appelle les commentaires suivants :

- les valeurs des modèles sont cohérentes entre elles ; les profils de vitesses relevés le long des bajoyers sont identiques (cf. Figure 125 et Figure 126) ;
- les vitesses maximales plafonnent autour de 20 m/s laissant supposer l'atteinte du régime uniforme à mi-coursier pour la crue décamillénale et légèrement plus en amont pour la crue cent-millénale ;

Le modèle numérique indique que localement les vitesses pourraient atteindre 27 à 28 m/s pour la crue décamillénale et cent-millénale.

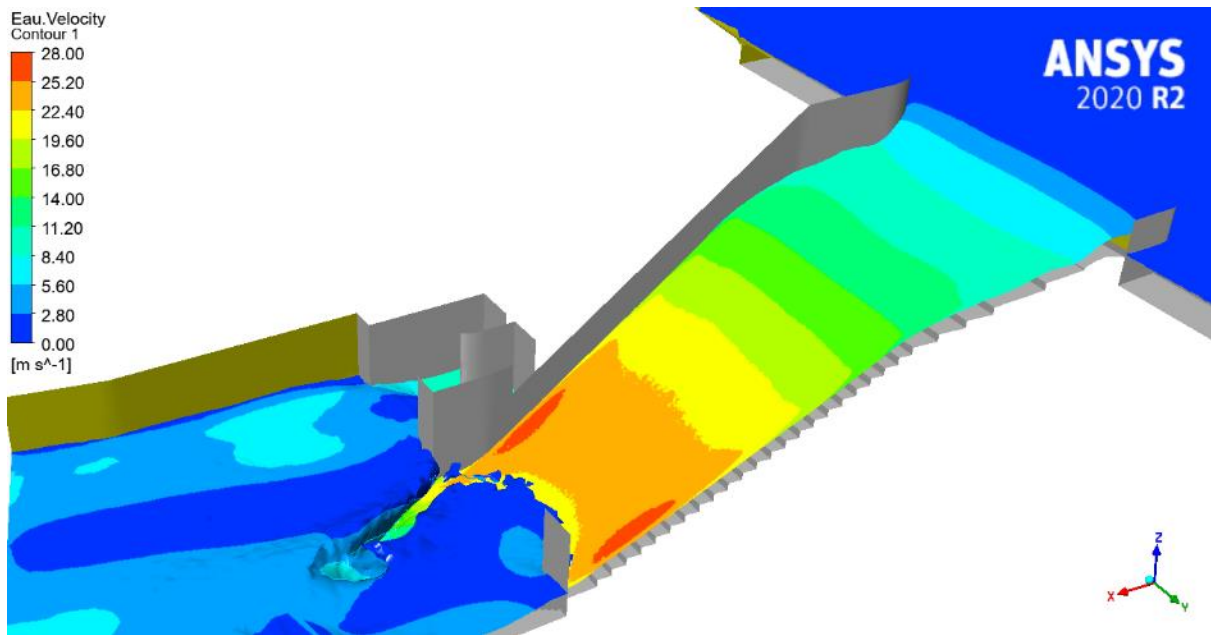


Figure 127 – Iso-valeurs de la vitesse en surface dans le coursier – Crue décennale

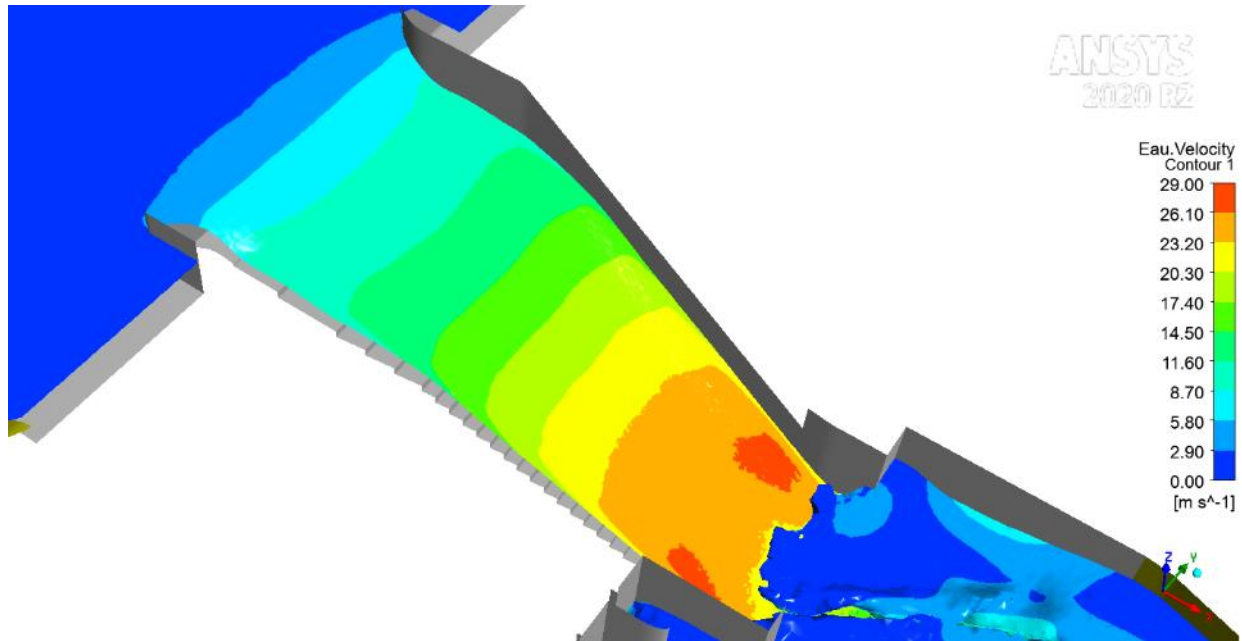


Figure 128 – Iso-valeurs de la vitesse en surface dans le coursier – Crue centennale

9.5.2 REVANCHE

Les critères liés au risque de surverse sur les bajoyers sont les suivants :

- écoulement de la crue de projet (Q10 000) avec revanche sans débordement ;
- écoulement de la crue extrême (Q100 000) sans revanche et sans débordement.

Ce dernier est vérifié par la ligne d'eau présentée sur la Figure 122.

La revanche dans le coursier a été étudiée selon les critères issus de [3]. Elle a donc été vérifiée pour la crue de projet (Q10 000) en trois points de mesures du modèle physique (H17, H22 et H27 localisés sur la Figure 101).

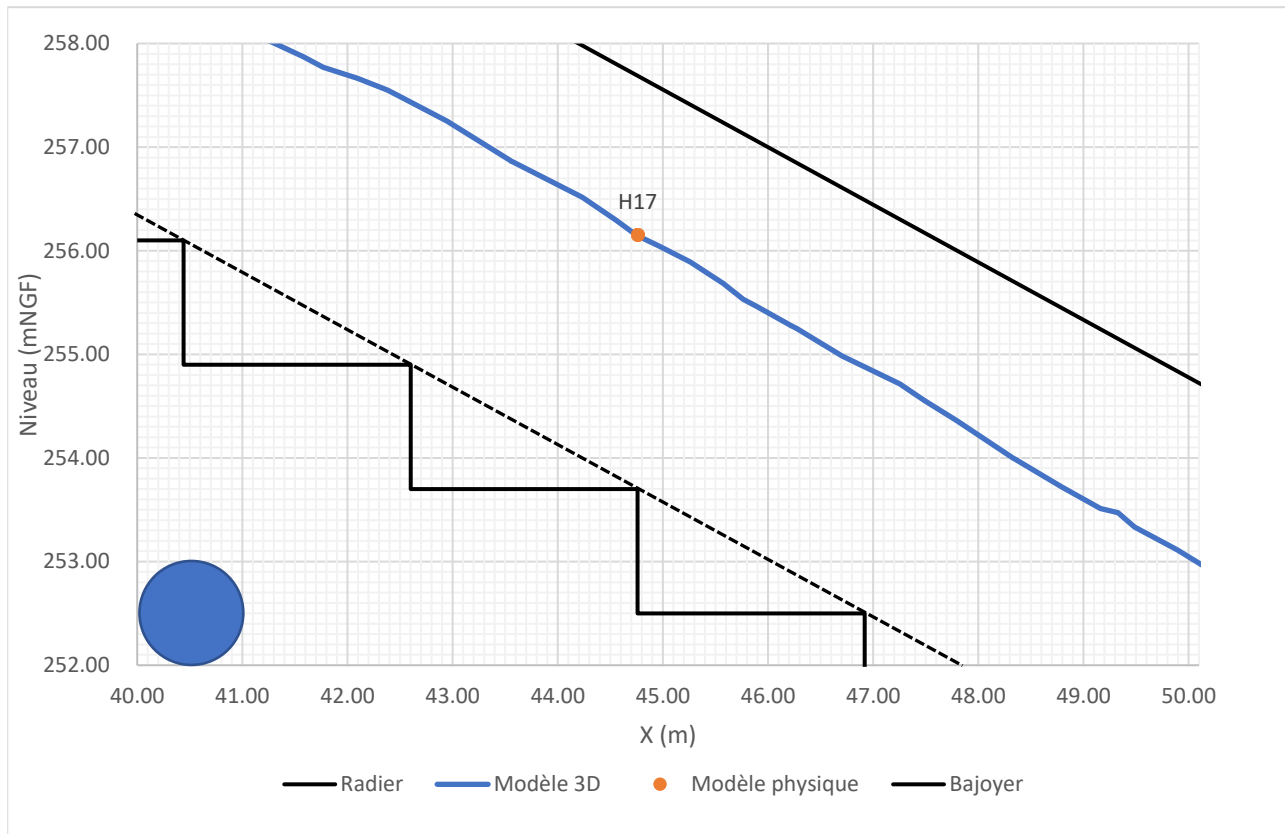


Figure 129 : Ligne d'eau pour Q10 000 au point H17

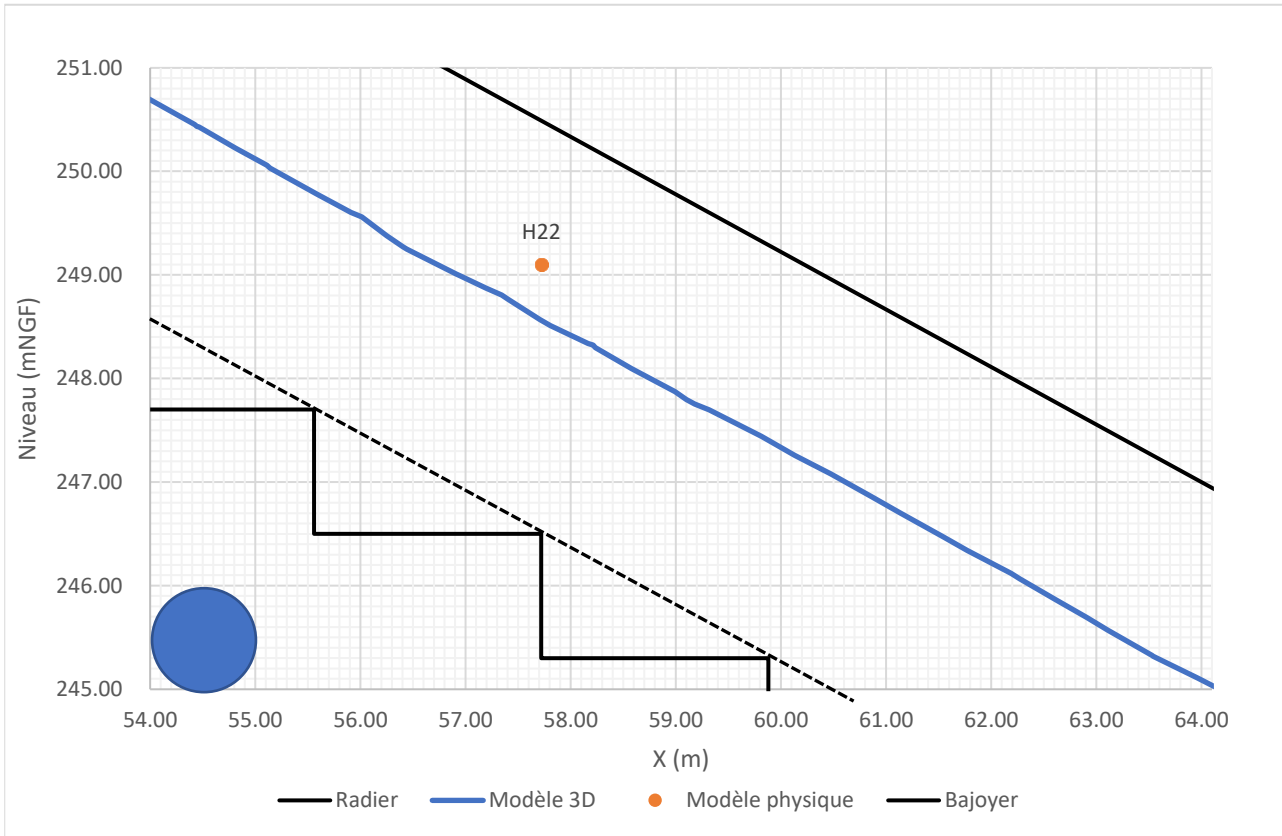


Figure 130 : Ligne d'eau pour Q10 000 au point H22

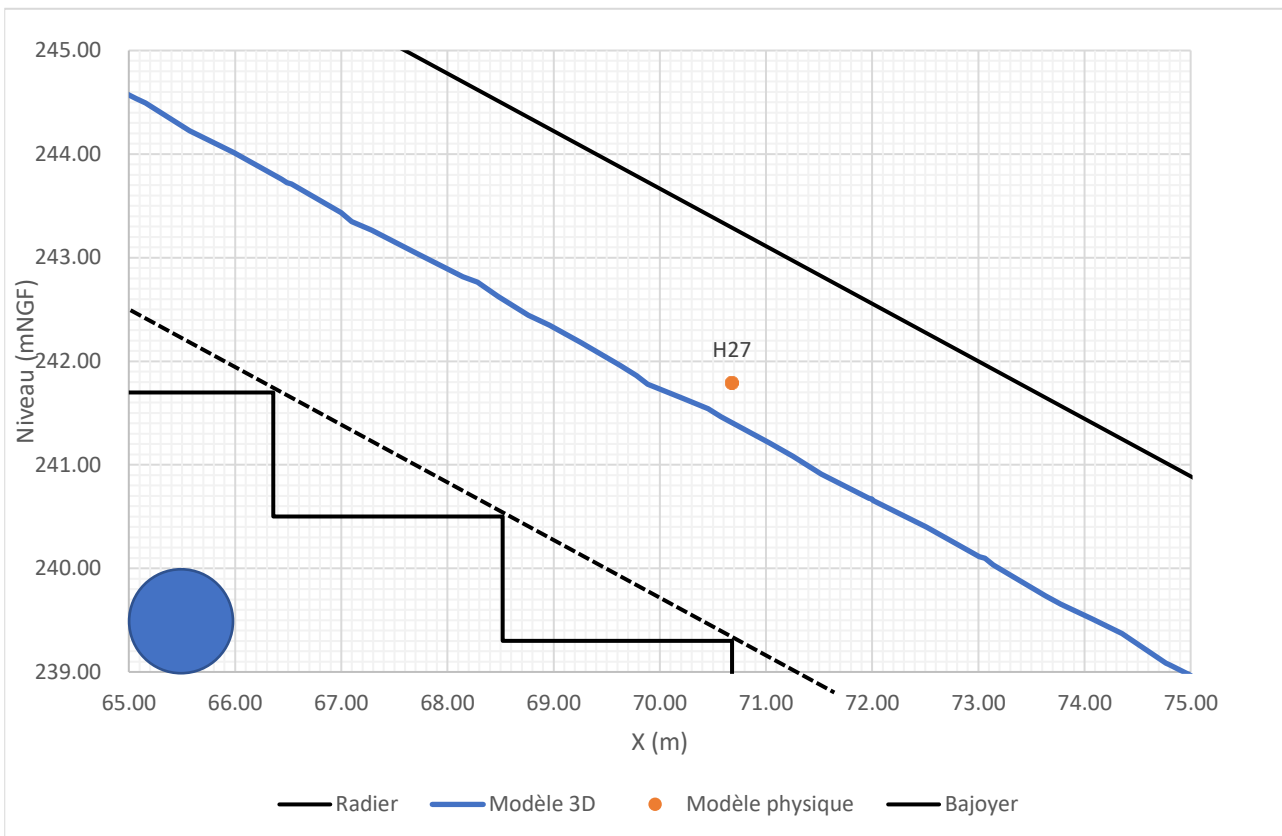


Figure 131 : Ligne d'eau pour Q10 000 au point H27

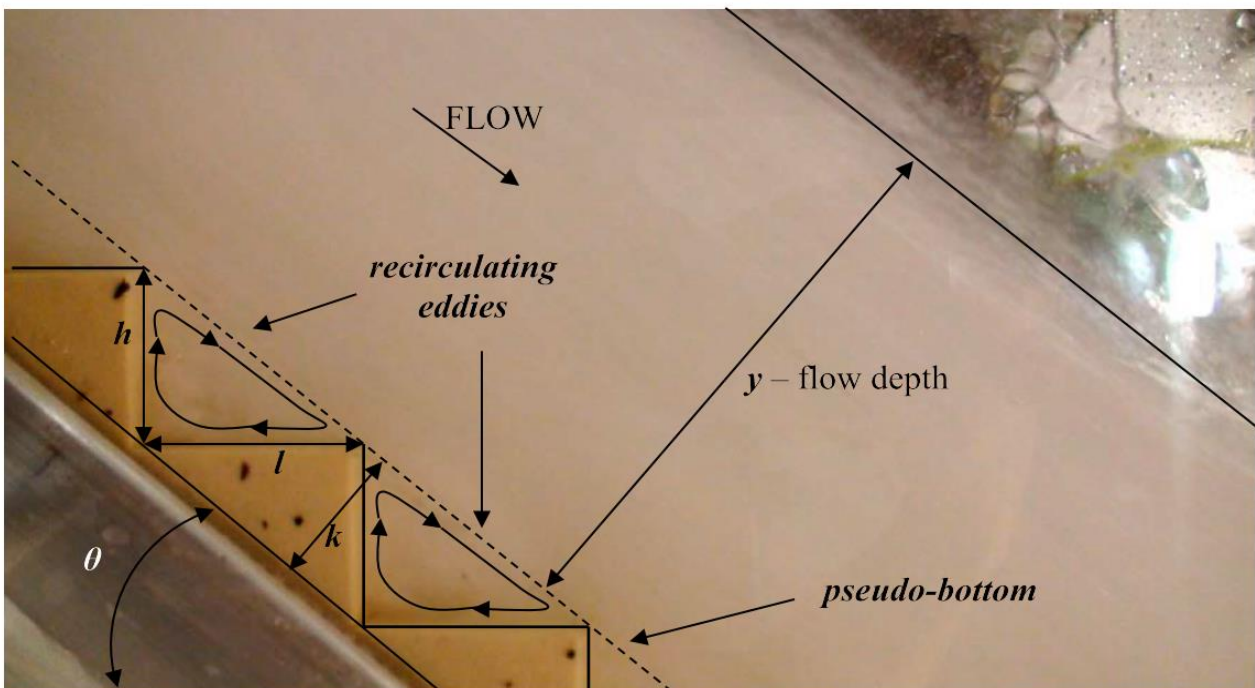
En chacun de ces trois points, la hauteur de bajoyer recommandée par [3] a été calculée par les formules suivantes.

$$h_w = nY_{90}$$

$$\frac{Y_{90,u}}{h} = \frac{1}{2} F_* (0.1 \tan \theta + 0.5)$$

Avec :

- h_w : hauteur des bajoyers,
- Y_{90} : hauteur d'eau uniforme avec 90% de concentration en air,
- n : coefficient de sécurité (1,4 selon BOES et MINOR, 2000),
- h : hauteur de la marche,
- F_* : nombre de Froude alternatif,
- Téta : angle du coursier.

**Figure 132 : Représentation des paramètres de calcul**

Les résultats conduisent à une hauteur de bajoyer comprise entre 2,7 m et 2,9 m, hauteur qui reste inférieure au 3,50 m pris en compte dans le projet pour répondre au critère d'absence de surverse sur les bajoyers pour la crue extrême.

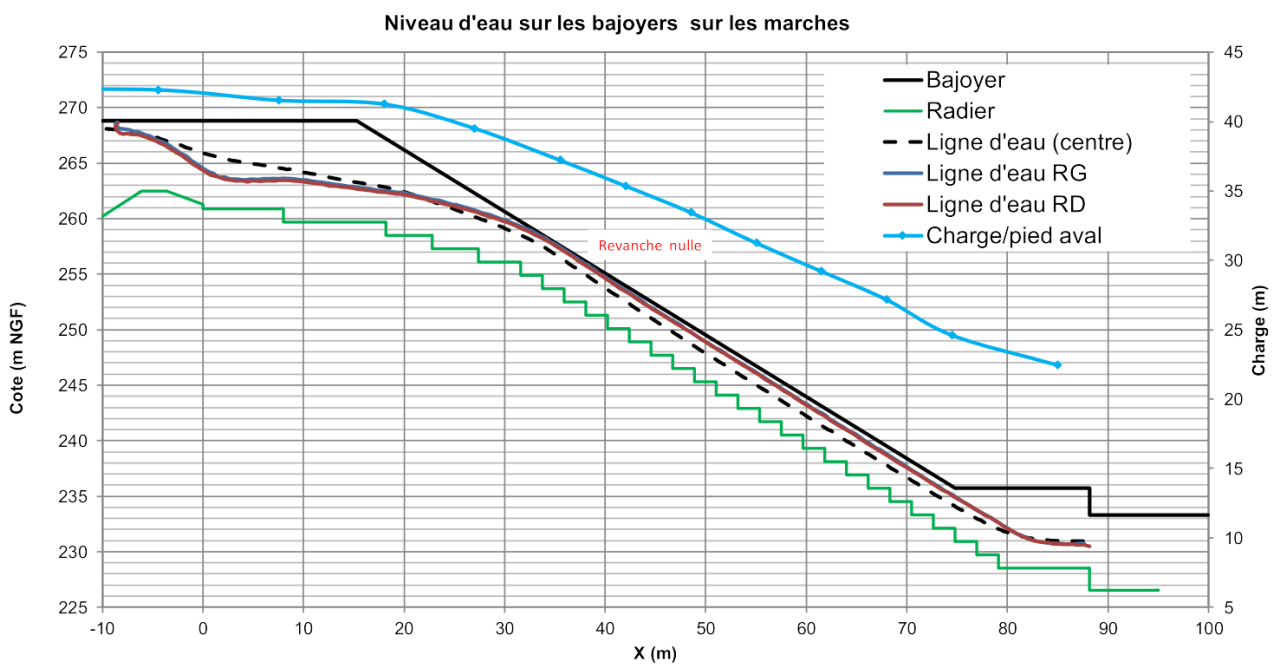
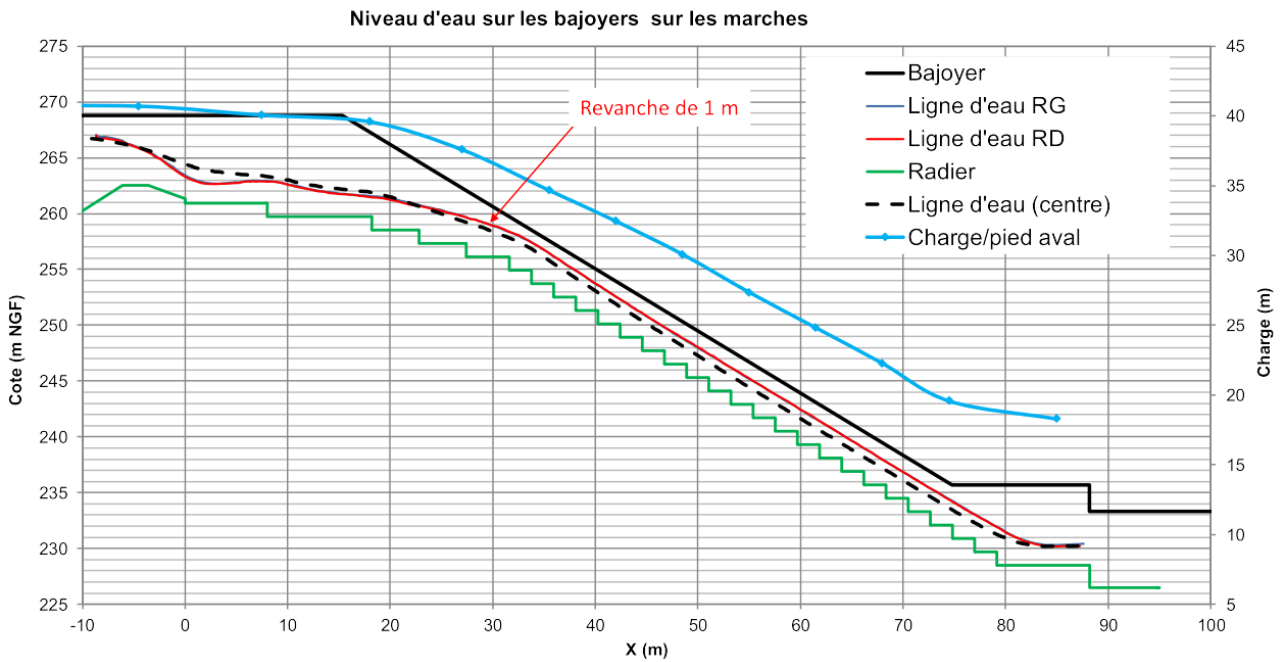
9.5.3 DISSIPATION APPORTEE PAR LE COURSIER

Le taux de dissipation apporté par les marches du coursier est évalué à partir des deux modèles et présenté dans le tableau ci-dessous.

Tableau 21 : Taux de dissipation apporté par les marches du coursier

	Q10 000	Q100 000
Modèle hydraulique 3D	58 %	49 %
Modèle physique	49 %	43 %

Le détail des calculs est apporté dans en ANNEXE 7 et ANNEXE 8.



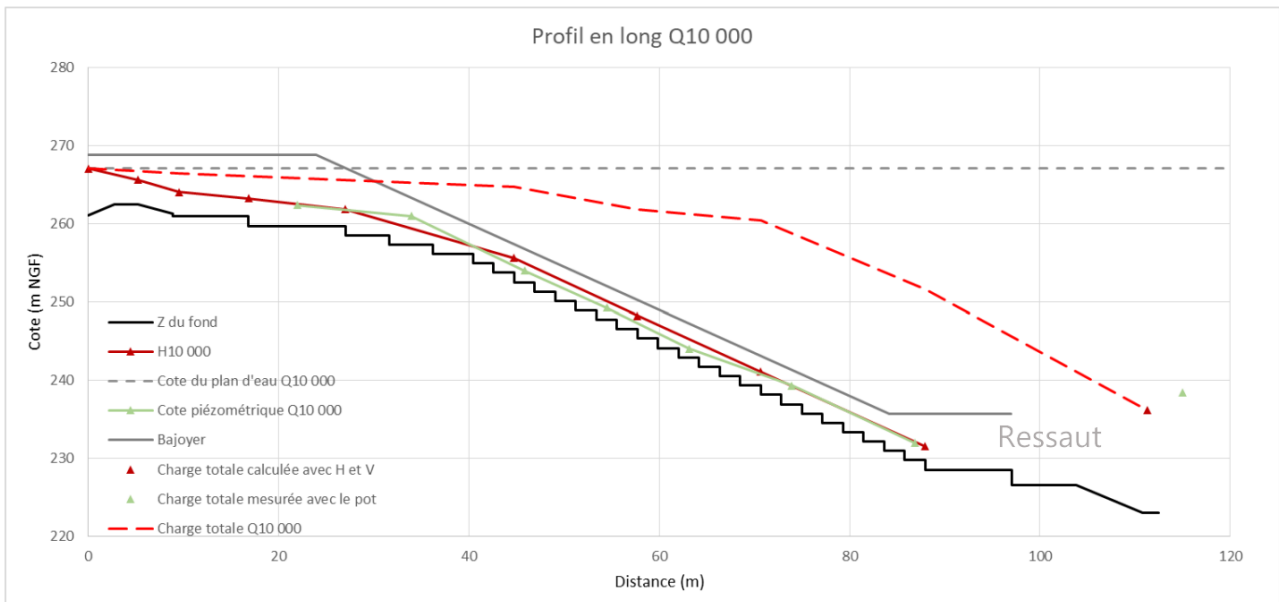


Figure 135 : Modèle physique – profil de la charge pour Q10 000

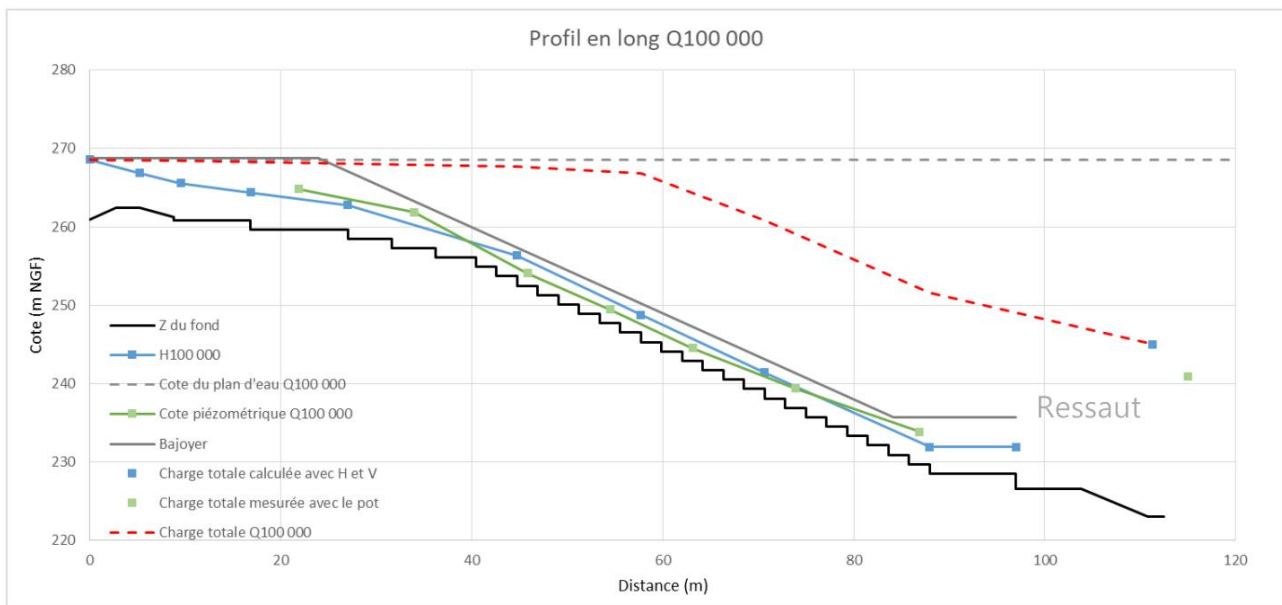


Figure 136 : Modèle physique – profil de la charge pour Q100 000

Les taux de dissipation calculés montrent qu'environ la moitié de la charge de la retenue est dissipée sur les marches. L'énergie restante est dissipée en aval dans le matelas d'eau formé l'écoulement et par frottement sur le fond du cours d'eau (cf. §9.6).

9.5.4 CAVITATION

La cavitation en hydrodynamique est l'apparition de bulles de vapeur dans l'eau (changement de phase) induite par une baisse de la pression sous la pression de vapeur saturante.

L'implosion de ces bulles, induite par leur déplacement vers des régions de pression plus élevée, peut être à l'origine de l'érosion des parois proches de ces zones.

La méthode empirique permettant d'apprécier le risque d'érosion par cavitation consiste à évaluer le paramètre adimensionnel appelé indice de cavitation, donné en chaque point par :

$$\sigma = \frac{P - P_v}{\frac{\rho V^2}{2}}$$

Avec :

- P la pression absolue proche des parois,
- P_v la pression de vapeur saturante de l'eau,
- V la vitesse moyenne de l'écoulement.

Plus ce nombre est faible plus l'intensité de la cavitation est élevée. Pour chaque système d'écoulement ; dépendant de la géométrie des parois et du matériau, il est possible de définir un indice de cavitation limite en dessous duquel le risque d'érosion par cavitation devient critique. Cette valeur ne peut cependant être approchée que par l'observation en conditions réelles.

Dans le cadre de l'étude, la classification de l'*USBR [9]*, issue de retours d'expérience sur plusieurs ouvrages, a été utilisé. En considérant les spécifications usuelles du béton, le potentiel d'endommagement par cavitation peut être classé en trois niveaux :

- indice de cavitation supérieur à 0,3 : pas d'endommagement ;
- indice de cavitation compris entre 0,2 et 0,3 : endommagement limité ;
- indice de cavitation inférieur à 0,2 : endommagement important et des dispositions sont à prendre pour réduire le phénomène.

Dans le cadre du projet, le risque de cavitation est évalué à partir des deux modèles :

- sur le modèle physique par la mesure directe de pression dans le coursier,
- sur le modèle numérique par l'évaluation de l'indice de cavitation.

Sur le modèle physique, des capteurs de mesures de pression ont été installés à différents endroits du coursier. Les mesures ont été réalisées à l'aide d'une centrale d'acquisition avec une fréquence de 5kHz (5000 mesures par seconde).

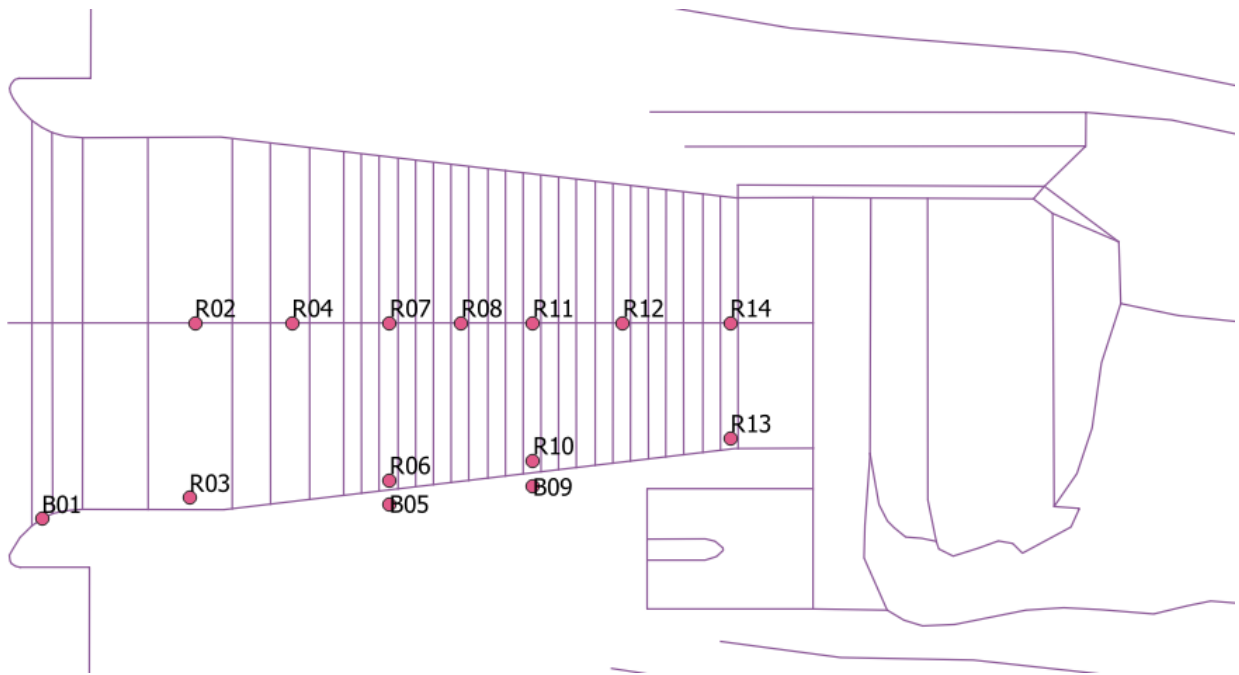


Figure 137 : Mesures de pression

Pour chaque capteur, le traitement des données a permis de définir la moyenne, l'écart-type et les valeurs minimales et maximales de pression. Les valeurs sont présentées dans les graphiques suivants.

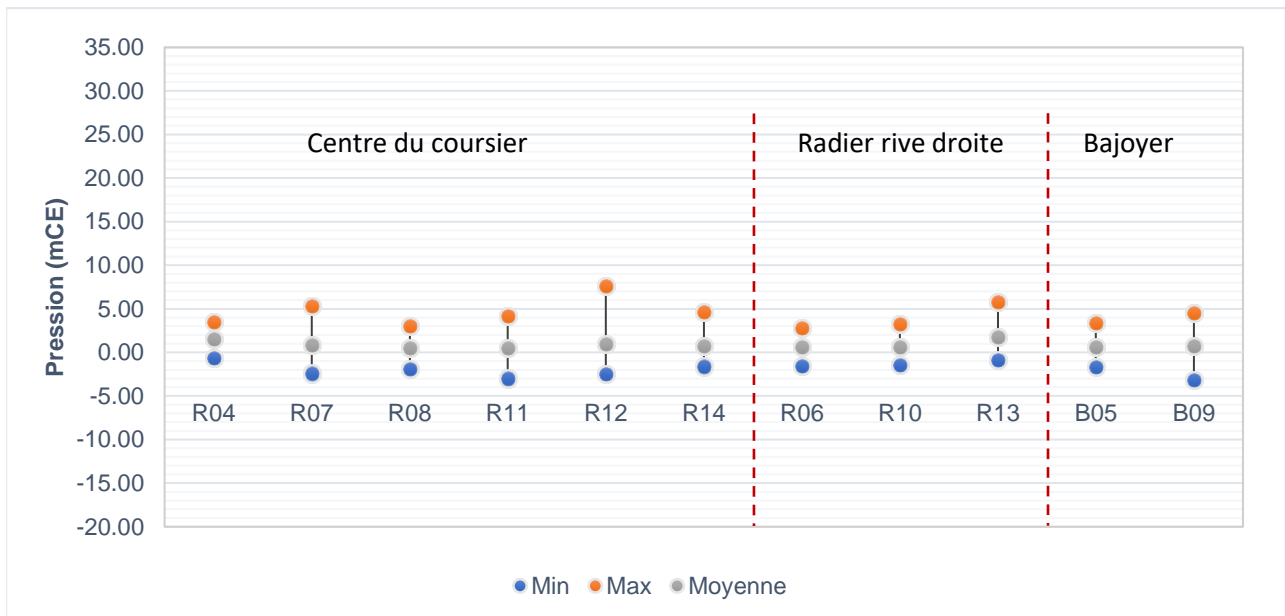


Figure 138 : Pressions mesurées pour Q1000

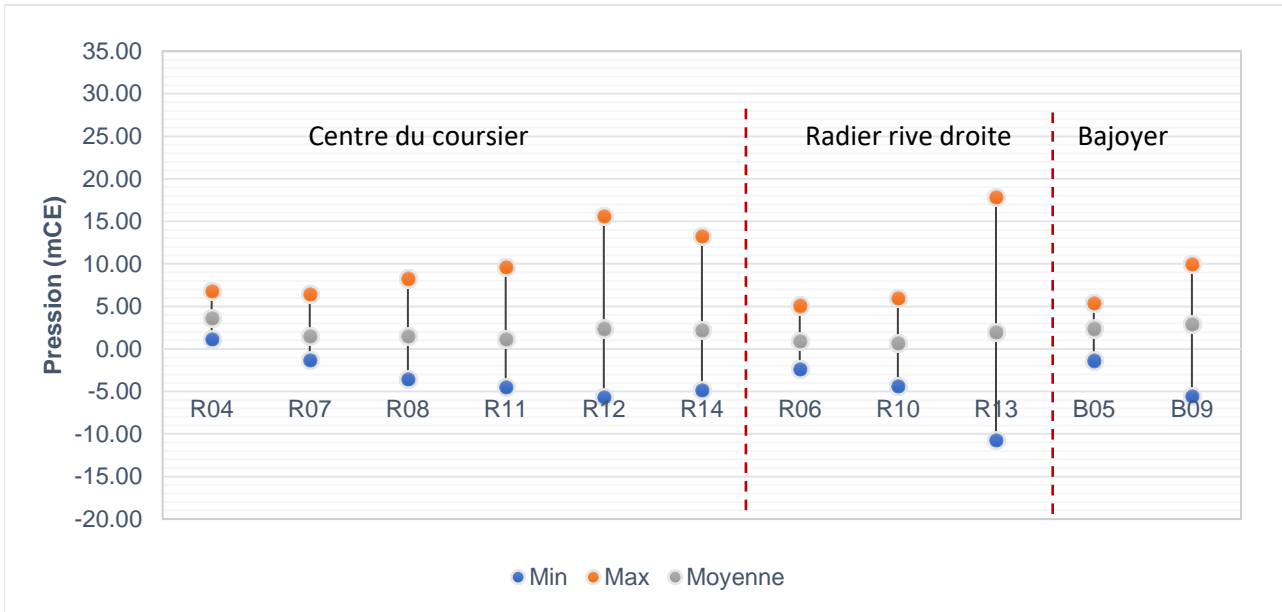


Figure 139 : Pressions mesurées pour Q10 000

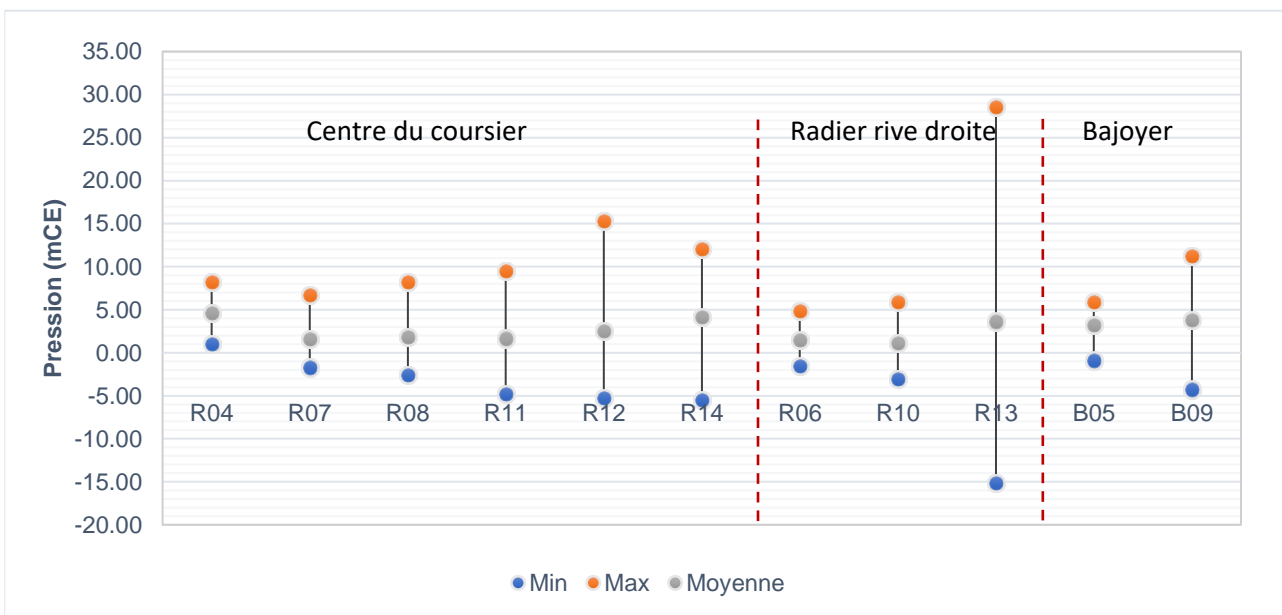


Figure 140 : Pressions mesurées pour Q100 000

L'écart-type des valeurs est présenté dans le tableau ci-dessous :

Tableau 22 : Moyennes et écart-types des valeurs de pression (mCE)

Point	Q1000		Q10 000		Q100 000	
	Moyenne	Ecart-type	Moyenne	Ecart-type	Moyenne	Ecart-type
B01	0.79	0.39	1.88	0.27	2.16	0.37
R03	1.52	0.51	3.74	0.93	4.15	0.78
B05	0.62	1.23	2.38	1.58	3.21	1.64
R06	0.58	1.23	0.89	1.62	1.5	1.62
B09	0.78	1.75	2.87	4.11	3.79	4.25
R10	0.65	1.34	0.67	2.93	1.10	2.44
R13	1.73	1.75	1.97	7.6	3.63	8.98
R02	0.68	0.62	2.67	0.83	5.14	1.12
R04	1.56	1.01	3.68	1.44	4.58	1.86
R07	0.8	1.84	1.48	1.73	1.6	1.88
R08	0.52	1.3	1.53	3.18	1.8	3.11
R11	0.47	1.73	1.11	3.23	1.65	3.05
R12	0.96	2.27	2.41	4.78	2.47	4.14
R14	0.7	1.58	2.21	3.55	4.12	3.61

Les écarts-type témoignent d'une forte dispersion des valeurs mesurées par les capteurs de pression.

Globalement et pour les 3 crues modélisées, les valeurs minimales mesurées étant supérieures à - 10mCe, elles permettent d'écarter le risque de cavitation sur le coursier.

Seul le capteur R13 situé en pied de coursier sur la partie basse de l'évacuateur de crues indique des valeurs minimales pouvant atteindre - 10 à 15 mCe. Au-delà d'une pression inférieure à -10 mCe, le risque de cavitation est probable.

Sur le modèle numérique, le risque de cavitation est approché par :

- la mesure de pression en tout point du coursier ;
- l'évaluation de l'indice cavitation en tout point du coursier également.

Les résultats sont présentés sur les figures suivantes.

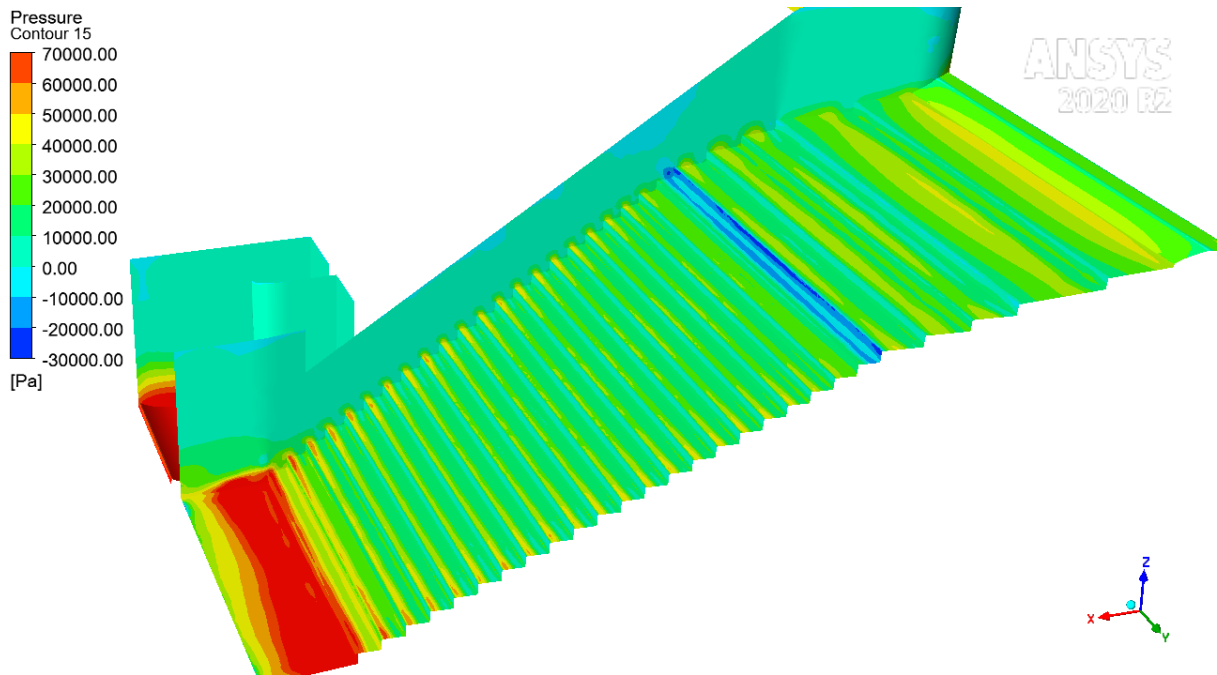


Figure 141 – Pression sur les parois du coursier –Q10 000

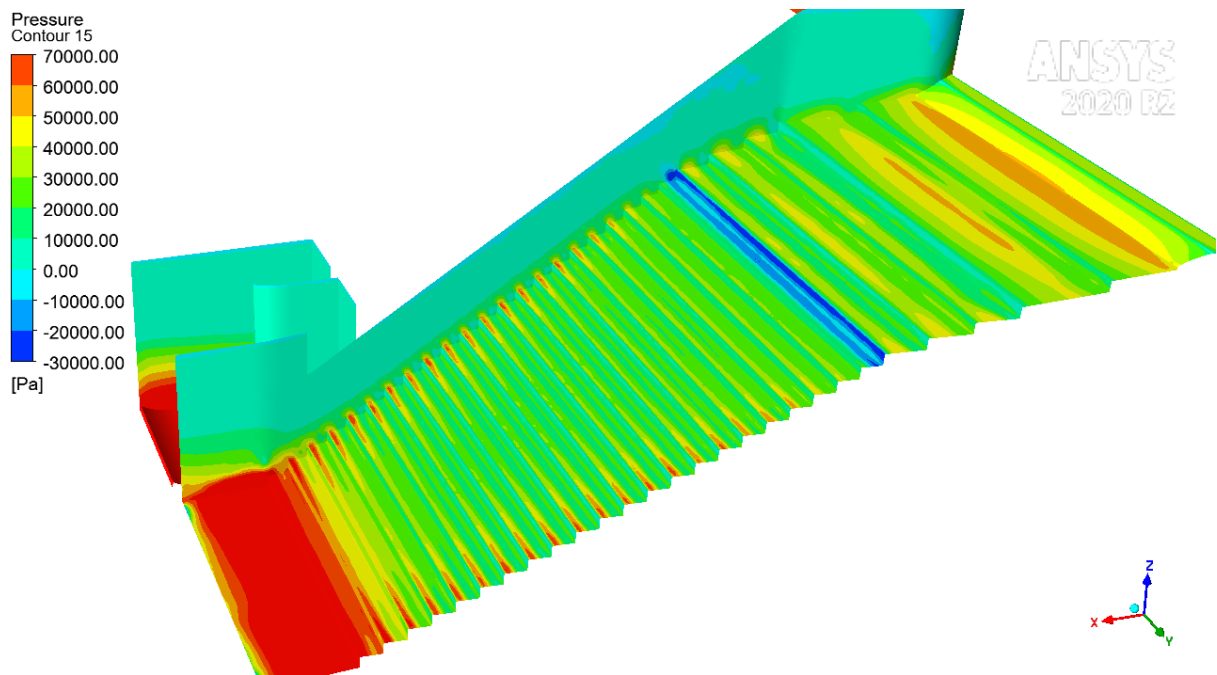


Figure 142 – Pression sur les parois du coursier – Q100 000

L'unique zone concernée par une pression négative est située entre les marches 5 et 6 à l'aval du seuil de l'évacuateur : la pression minimale y est de -30 kPa. Cette dépression est due au décollement de la lame d'eau induite par le changement de pente du coursier à cet endroit.

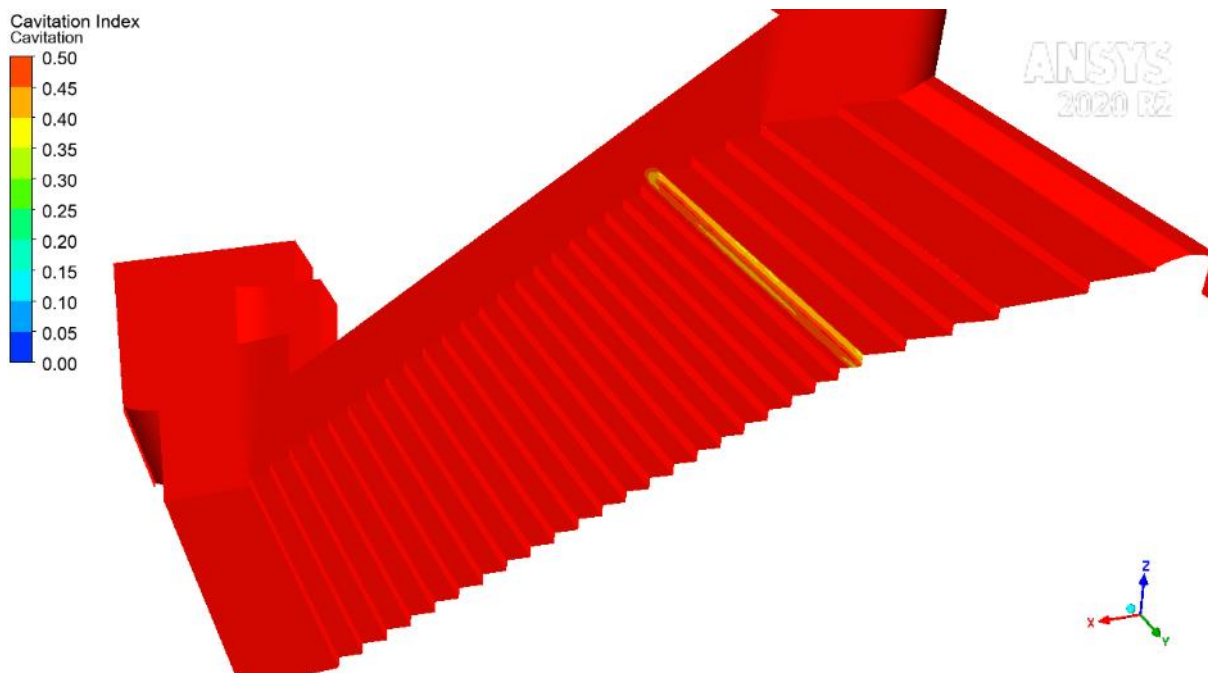


Figure 143 – Indice de cavitation sur le coursier – -Q10 000

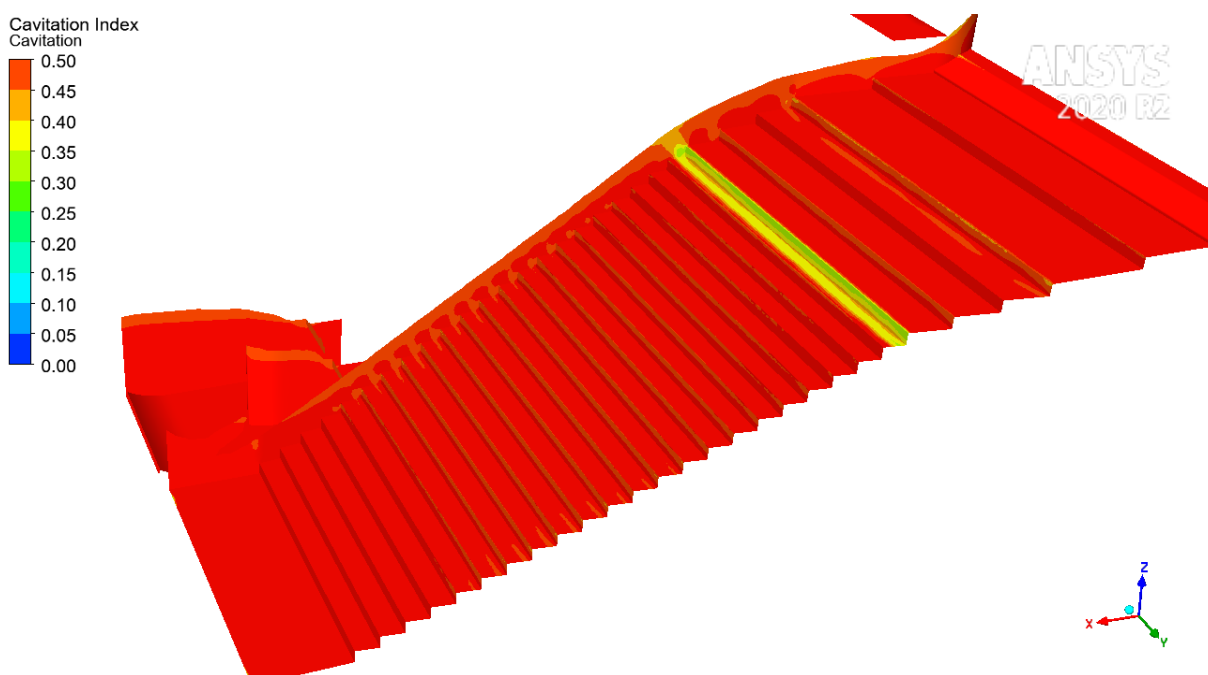


Figure 144 – Indice de cavitation sur le coursier – Q100 000

L'indice de cavitation est évalué dans le coursier en considérant la vitesse moyenne maximale sur les dernières marches du coursier. Ce choix permet d'adopter une approche conservatrice dans le calcul de l'indice de cavitation. La vitesse moyenne considérée dans le calcul de l'indice de cavitation est obtenue au droit de la marche n°23 du coursier où la vitesse moyenne de l'écoulement est la plus élevée : $V_{moy} = 19,60$ m/s pour Q10 000 et $V_{moy} = 21,20$ m/s pour Q100 000.

La répartition de l'indice de cavitation pour la crue de 100 000 ans donnée dans la figure précédente montre des valeurs supérieures à 0,5 dans le coursier sauf dans la zone située entre les marches 5 et 6. Le phénomène de cavitation ne pourrait concerner que cette région.

L'indice de cavitation y est cependant supérieur à 0,3. Le risque d'endommagement par cavitation est donc écarté selon les critères considérés.

En conclusion, les modèles diffèrent sur la zone de coursier potentielle soumise au risque de cavitation mais s'accordent sur la faible probabilité d'apparition du phénomène de cavitation pour la crue décennale. Les indices de cavitation restent bien supérieurs aux valeurs pouvant conduire à l'endommagement du béton du coursier.

Pour la crue centennale, l'indice de cavitation et les mesures de pression se rapprochent des valeurs limites pouvant conduire à un endommagement limité du béton.

Néanmoins, la probabilité d'occurrence de la crue ($P=10^{-5}$), la durée de sollicitation du coursier en crue (quelques heures), les dispositions prises en matière de résistance du coursier (épaisseur de la recharge en BCR, ferrailage des marches dans la section déversante), sont autant de barrières de sécurité contre les conséquences de la cavitation. De plus, le coursier étant hors d'eau la plupart du temps, le maître d'ouvrage a donc la possibilité d'assurer l'entretien des bétons du parement lui garantissant une bonne tenue en fonctionnement.

9.6 EROSION AU PIED AVAL

Il n'est pas prévu d'excaver une fosse de dissipation au pied aval du coursier. Néanmoins, il est apparu nécessaire d'évaluer les conséquences que pourrait avoir l'occurrence de la crue de projet et de la crue de période de retour 100 000 ans en matière d'érosion et de vérifier qu'elles seront compatibles avec les dispositions techniques retenues.

Les documents de référence utilisés ont été les suivants :

- [11] Pells, S. (2016). Erosion of rock in spillways. School of Civil and Environmental Engineering - Faculty of Engineering - University of New South Wales. 2016. Thèse
- [12] Annandale, G.W. (1995). Erodibility, JHR
- [13] Etude du potentiel d'érosion du chenal en aval des vannes de fond du barrage de Petit-Saut par application des critères eGSI et RMEI, Anaïs FAIVRE, Benoit BLANCHER, Florence LAFON, EDF-CIH, Colloque CFBR : « Justification des barrages : Etat de l'art et Perspectives », Chambéry, 27 et 28 novembre 2019

Deux approches semi-empiriques ont été menées :

- L'approche éprouvée dite EIM « Erodability Index Method » proposée par Annandale (1995) et basée sur près de 150 observations (sols et roches). Elle fournit un abaque définissant un seuil et des classes d'érosion (l'érosion se produit tant que la puissance disponible est supérieure à la puissance requise). L'abaque est de type binaire. Elle ne constitue pas une véritable condition d'états-limites, mais est à considérer plutôt comme une pratique de la profession car bien étayée et bien documentée dans le domaine public.
- L'approche récente dite « eGSI/RMEI » (erosion Global Strength Index / Rock Mass Erosion Index) du chercheur S.Pells (2016) basée sur près de 118 références provenant de 26 évacuateurs de crues de barrages en Australie, Afrique du Sud et Etats-Unis. Cette approche permet une analyse non binaire grâce à un abaque définissant 5 classes d'érosion (Negligeable, Mineure, Moderée, Large, Extensive). Les classes sont liées à une profondeur d'érosion et un volume d'érosion. Cette approche est une approche doctorale (thèse) et conduit forcément à une estimation d'érosion : l'absence de risque n'existe pas.

Il convient de rappeler que Pells a souligné la forte dispersion des résultats induite par la subjectivité relative du géologue dans la caractérisation de la fondation. Tant de variabilité conduit à considérer les résultats de la détermination des seuils et classes avec une certaine circonspection. Dans le cadre de la présente étude, on s'est attaché :

- à valider la méthode par la prise en compte du retour d'expérience (comportement lors de la crue 1977 et l'érosion appréciée en sortie des galeries de fond depuis la construction du barrage) ;
- à s'intéresser davantage aux effets de seuils entre les différents cas de charge plutôt qu'aux résultats bruts.

Les évènements étudiés sont :

- La crue de 1977 qui a conduit au remplissage maximal de la retenue de Ste-Cécile d'Andorge : 253,3 m NGF ; cette cote est associée à un débit évacué par les pertuis de 240 m³/s ; on rappelle que le débit des pertuis de la tulipe est limité à 300 m³/s avant déversement sur le seuil de la corolle (qui ne s'est jamais produit depuis la construction, soit depuis plus de 50 ans) ;
- La crue de période de retour estimée de 10 000 ans, correspondant à un débit total entrant de 2 520 m³/s (conduisant après laminage, à un débit de 920 m³/s en sortie de pertuis et également de 920 m³/s en sortie de coursier) ;
- La crue de période de retour estimée de 100 000 ans, correspondant à un débit total entrant de 3 280 m³/s (conduisant après laminage, à un débit de 950 m³/s en sortie de pertuis et de 1360 m³/s en sortie de coursier) ;
-

Tableau 23 : Débits des scénarios étudiés

	Débit total en amont du barrage (m ³ /s)	Débit en sortie des pertuis (m ³ /s)	Débit par le coursier (m ³ /s)
Crue 1977	240	240	0
Crue Q10 000	2520	920	920
Crue Q100 000	3280	950	1360

Par ailleurs, l'analyse d'érodabilité a distingué l'érodabilité :

- des gneiss de surface modérément altérés (MW) avec des passes plus altérées (HW) ; depuis la mise en service du barrage, ces matériaux ont été partiellement décapés en sortie des galeries de fond (soit une érosion métrique) ;
- des gneiss plus profonds (sauf en sortie des galeries) légèrement altérés (SW).

Les résultats des différentes méthodes pour les deux évènements étudiés sont rassemblés dans le tableau suivant.

Tableau 24 : Profondeur d'érosion selon les différentes approches

Evènement - type de roche	Puissance dissipée (kW/m ²)	Niveau / Profondeur d'érosion (m)			
		Approche Annandale	Méthode eGSI _{min}	Méthode eGSI _{max}	Méthode RMEIb
Q1977 - MWHW	5	Inférieur au seuil d'érosion	1,0 à 2,0 m	0,3 à 1,0 m	1,0 à 1,5 m
Q10000 - MWHW	50	Légèrement supérieur au seuil d'érosion	3,5 à 4,0 m	3,5 à 4,0 m	1,5 à 2,5 m
Q1977 - SW	5	Inférieur au seuil d'érosion	0,3 à 1,0 m	0,3 à 1,0 m	< 0,5 m
Q10000 - SW	50	Inférieur au seuil d'érosion	2,5 à 3,0 m	2,5 à 3,0 m	0,5 à 1,0 m

Les cotes finales après érosion ont été calculées pour Q10 000 (920 m³/s sur le nouvel évacuateur) au niveau des quatre sondages carottés dans la zone concernée. La borne supérieure des classes d'érosion a été retenue afin de se placer dans les conditions les plus pénalisantes (Tableau 25).

Tableau 25 : Cote du rocher atteinte après érosion (Q10 000)

Sondages carottés		SC4	SC9	SC5	SC6
Cote tête sondage (m NGF)		228,4	228,2	228,0	231,4
Rocher MW à passées HW	Cote toit rocher MWHW (m NGF)	222,5	224,2	222,5	230,4
	Epaisseur (m)	1,5	5,0	0	7,5
	Erosion maximale (m)	3,5 à 4,0	3,5 à 4,0	3,5 à 4,0	3,5 à 4,0
	Cote après érosion (m NGF)	222,5-1,5= 221,0	224,2-4,0= 220,4	222,5	230,4-4,0= 226,4
Rocher SW	Cote toit rocher SW (m NGF)	221,0	219,2	222,5	222,9
	Epaisseur (m)	>7,5	>5,0	>6,8	>6,5
	Erosion maximale (m)	2,5 à 3,0	2,5 à 3,0	2,5 à 3,0	2,5 à 3,0
	Cote après érosion (m NGF)	221,0-3,0 = 218,0	220,4*	220,5-3,0=217,5	226,4*

Le signe * signifie que l'érosion n'atteint pas la frange SW.

Le point le plus défavorable correspond au point SC4 où il est estimé que l'érosion pourrait atteindre une cote de 217 à 218 m NGF pour une crue décamillénale avec une érosion de la frange SW sur une profondeur de 3 m.

9.7 INTERACTION ENTRE LES DEUX EVACUATEURS

9.7.1 INTERACTION DANS LA RETENUE

L'influence de la tulipe sur le nouvel évacuateur de crues a été appréciée sur le modèle physique. Deux essais ont été réalisés avec et sans tulipe :

- le premier à débit constant dans le nouvel évacuateur en observant l'impact sur le niveau de la retenue ;
- le deuxième à niveau de retenue constant en observant l'impact sur le débit transitant par l'évacuateur de crues.

Le premier essai montre, sans la tulipe en fonctionnement, une baisse du plan d'eau d'environ 2 à 16 cm pour les crues millénaire et décennales. Le second montre, sans la tulipe en fonctionnement, une augmentation du débit transitant par l'évacuateur de 1,4 à 3,5% pour les crues millénaire et décennales.

Ces essais confirment l'influence négative de la tulipe sur la débitance de l'évacuateur de crue dans des proportions qui restent acceptables car cette influence a été intégrée dans la conception des ouvrages.

La tulipe n'a pas de conséquences sur la symétrie des écoulements à l'entonnement (cf. §9.4).

9.7.2 INTERACTION EN AVAL

L'ajout du nouvel évacuateur de crues conduit à la rehausse du niveau aval.

Le rapport de modélisation physique de 1962 [5] mentionne que, dans les conditions d'écoulement de l'époque, le niveau aval n'a qu'une très faible influence sur la débitance des galeries.

Aucune précision complémentaire ni sur les vitesses d'écoulement ni sur les niveaux aval considérés n'est fournie dans le rapport.

En observant les écoulements sur les modèles hydrauliques de 2019, le niveau aval ne semble pas avoir de conséquence visible sur l'écoulement en sortie des galeries. La charge et les vitesses d'écoulement ($V = 15$ m/s pour $Q100\ 000$) sont bien supérieures à celles dans le cours d'eau aval ($V = 2$ à 4 m/s pour $Q100\ 000$).

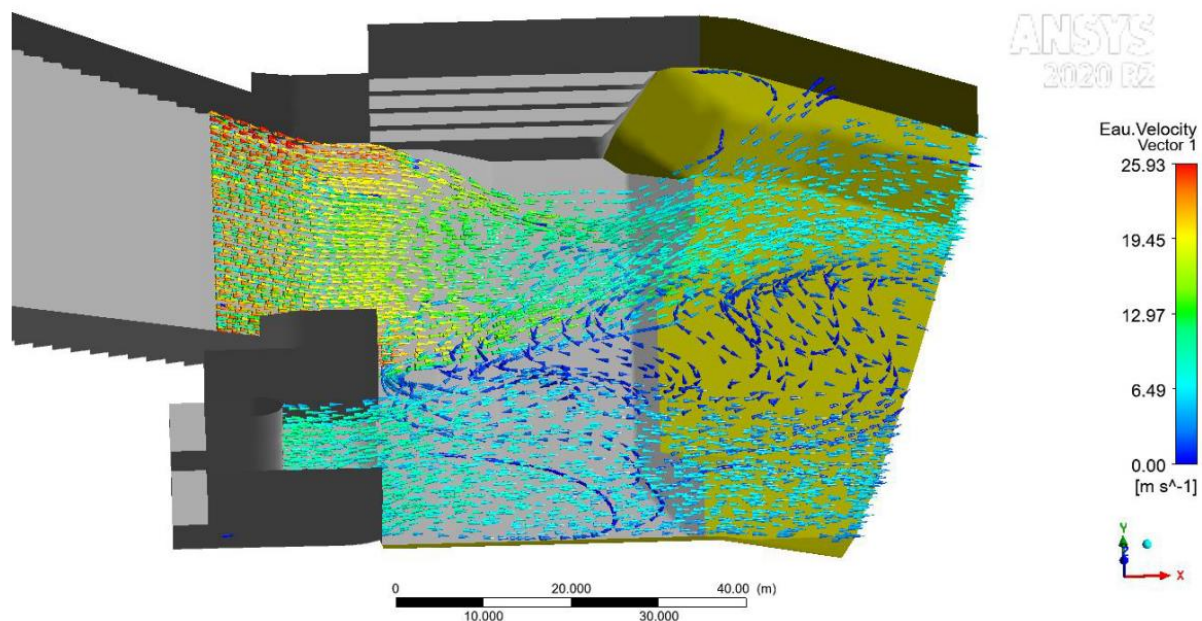


Figure 145 : Lignes de courant et vitesses en aval pour Q10 000

Sur le modèle physique, pour Q10 000, un courant de recirculation entre le pied aval du barrage et le pont est observé. Ce courant est également observé dans l'état actuel du barrage pour des petites crues.

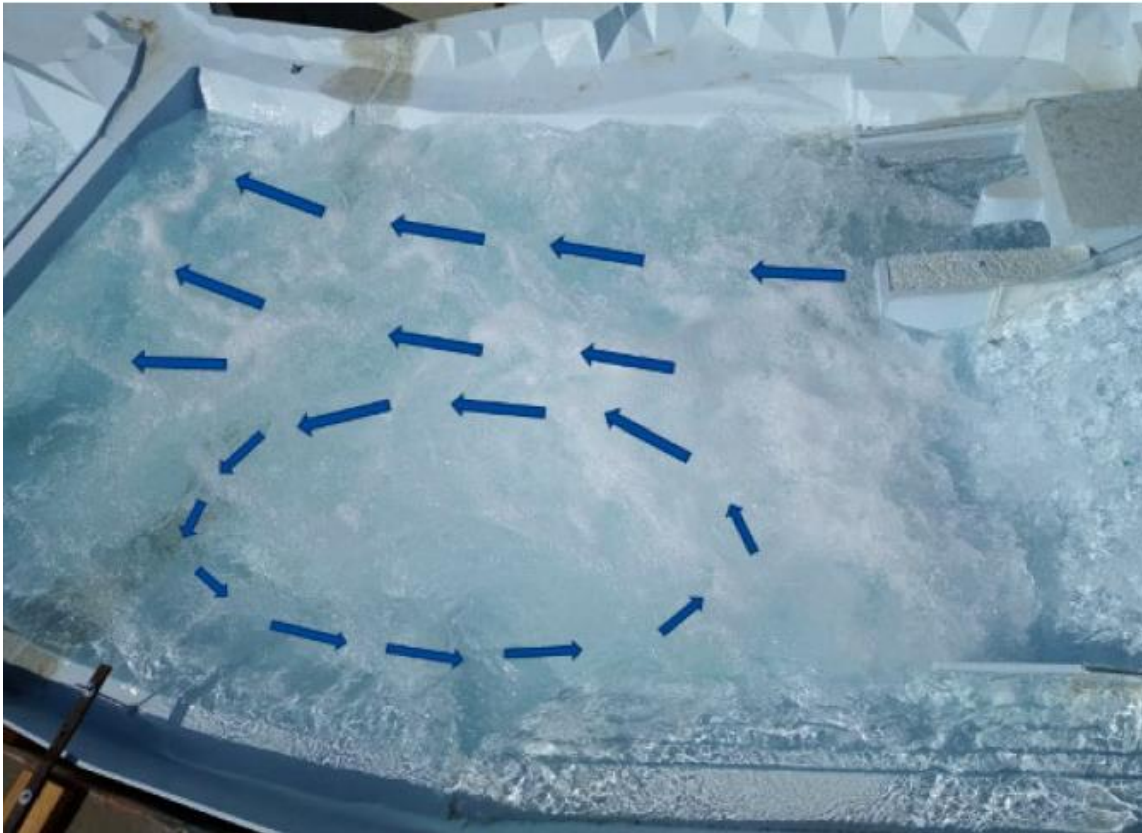


Figure 146 : Recirculation observée pour Q10 000 sur le modèle physique de 2019



Figure 147 : Courant de recirculation observé lors de la crue d'octobre 2021

10 ALEAS DE RUPTURE DU BARRAGE

10.1 ETUDE DE STABILITE A L'EQUILIBRE LIMITE ULTIME

10.1.1 PREAMBULE

Une analyse de stabilité a été menée selon la méthode des cercles aux états limites conformément aux recommandations du CFBR dans le cadre de la révision spéciale en phase avant-projet. Ces résultats sont repris ci-après.

Trois géométries ont été considérées :

- la situation actuelle (cf. figure suivante),
- l'état des excavations les plus défavorables (cf. figure suivante) en termes de stabilité,
- l'état aménagé (recharge en BCR).

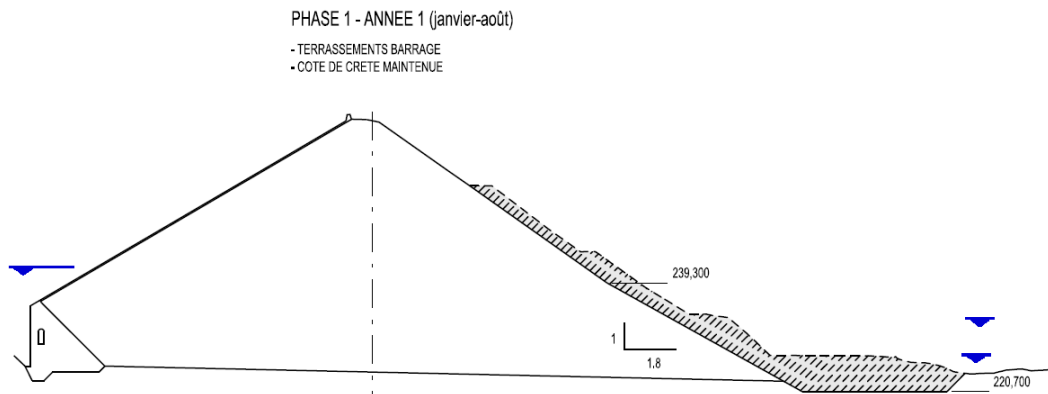


Figure 148 : Excavations les plus défavorables

10.1.2 HYPOTHESES DE CALCUL

10.1.2.1 Remblai

Les densités humides peuvent être estimées à partir des essais de laboratoire et les valeurs recommandées par la littérature. Les essais de laboratoire conduisent à des valeurs comprises entre 2,1 et 2,2. Elles sont cohérentes avec les valeurs usuelles données par la littérature des barrages en enrochements compactés ($2,1 \pm 0,1$). Une valeur de 2,15 est retenue.

Un angle de frottement variable en fonction de la contrainte de confinement a été retenu. La courbe retenue correspond à la moyenne des deux courbes obtenues à partir des essais triaxiaux de grand diamètre réalisé en phase AVP.

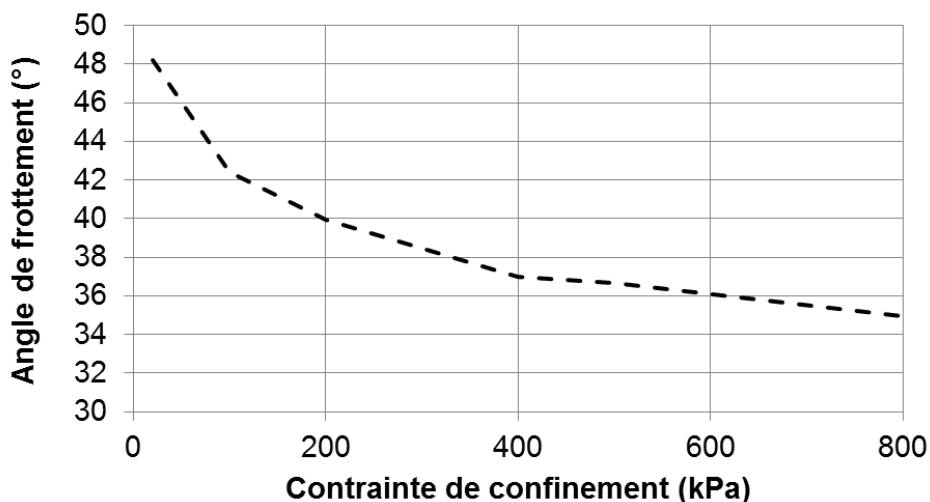


Figure 149 : Variation de l'angle de frottement en fonction de la profondeur

De manière simplifiée, quatre zones ont été différenciées dans le modèle géotechnique pour reproduire cette variabilité.

Tableau 26 : Angle de frottement dans les 4 zones du barrage

Zone	Plage de contrainte de confinement	Angle de frottement	Profondeur approximative
1	0 à 100 kPa	45°	0 à 5 m
2	100 à 200 kPa	41°	5 à 10 m
3	200 à 400 kPa	38°	10 à 20 m
4	> 400 kPa	36°	> 20 m

Le zonage est propre à chacune des géométries (état initial, excavation, projet).

La figure suivante présente le zonage pour la situation actuelle.

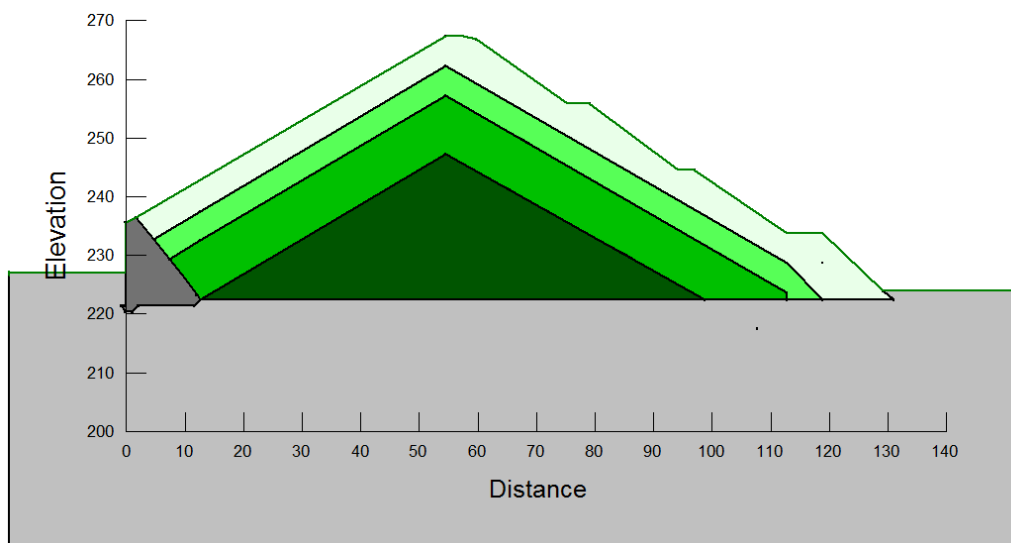


Figure 150 : Zonage des angles de frottement pour la situation actuelle

La figure suivante présente le zonage pour la situation avec excavation.

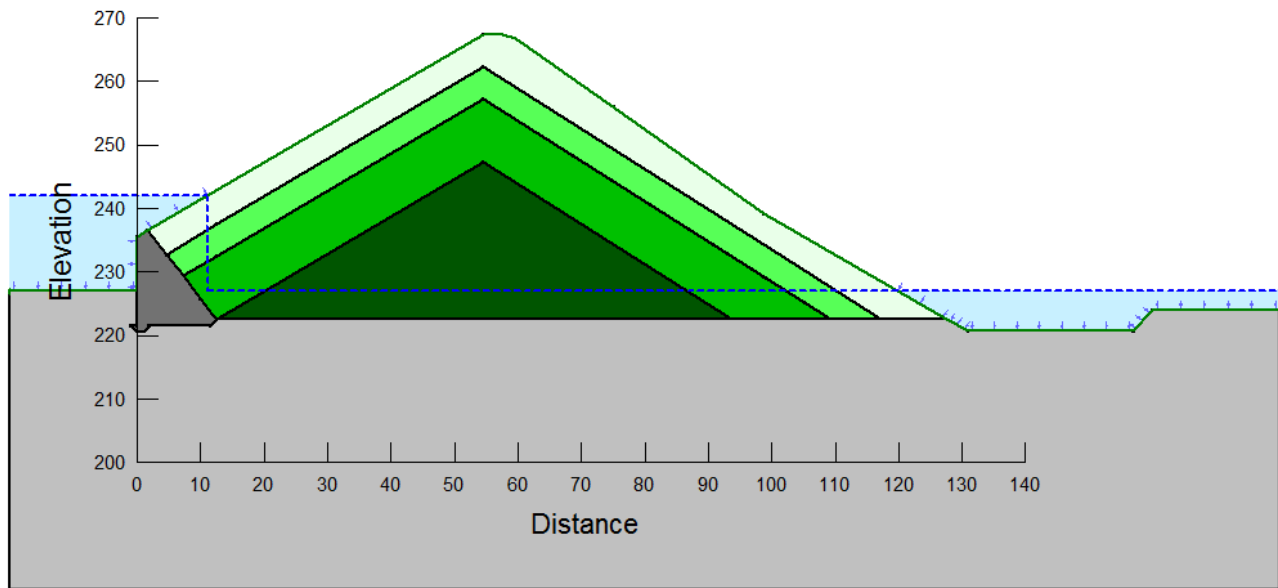


Figure 151 : Zonage des angles de frottement pour la situation avec excavation

10.1.2.2 BCR

Les caractéristiques retenues pour le BCR ont été choisies à partir des valeurs recommandées par le CFBR⁶ :

- Densité : 2,3
- Angle de frottement : 45°
- Cohésion : 300 kPa (en considérant un traitement des reprises)

Une situation annulant la cohésion du BCR a été étudiée.

Le zonage du BCR est représenté sur la figure ci-dessous.

⁶ Recommandations CFBR pour les barrages poids

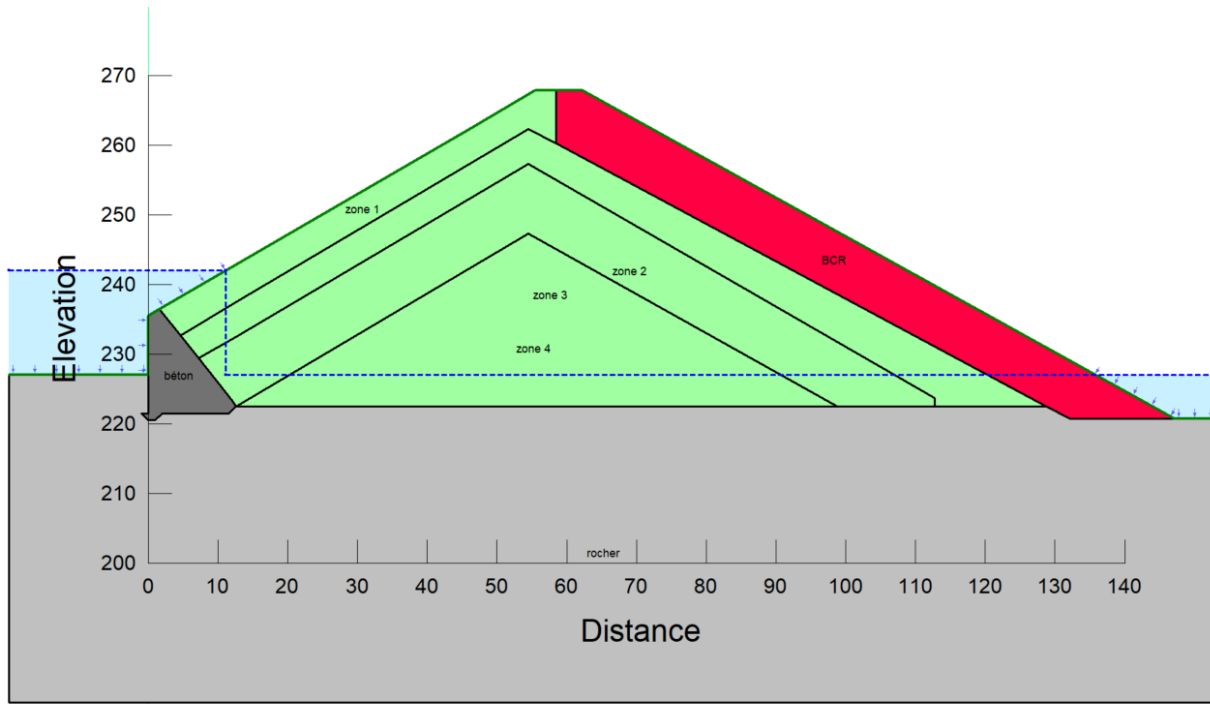


Figure 152 : Zone du projet intégrant la recharge en BCR

Cas de charge

Les calculs ont été menés pour le parement aval conformément aux recommandations du CFBR en considérant les cas les plus défavorables.

S'agissant d'un barrage écrêteur de crues en enrochements à masque, les cas dimensionnants sont figurés dans le tableau suivant.

Tableau 27 : Situations de référence pour le parement aval

N°	Etat du barrage	Etat de la retenue	Situation	Réduction de tan Ø'	Coefficient de modèle
1	Actuel	RN à 242 m NGF	Normale	1.25	1.1
2	Excavation	RN à 242 m NGF	Transitoire	1.1	1.1
3	Projet	RN à 242 m NGF	Normale	1.25	1.1
3-bis	Projet	RN à 242 m NGF	Normale	1.25	Annulation de la cohésion du BCR
4	Projet	Q10 000 et défaillance partielle du masque	Extrême/accidentelle	1	1.1
5	Projet	Q10 000 et défaillance complète du masque	Extrême/accidentelle	1	1.1
5-bis	Projet	Q10 000 et défaillance complète du masque	Extrême accidentelle	1	Annulation de la cohésion du BCR

Les **situations extrêmes** correspondent à la situation exceptionnelle de crue avec une défaillance totale ou partielle du masque. Les lignes piézométriques prises en compte correspondent à celles obtenues à l'aide du modèle hydrodynamique réalisé dans le cadre de la révision spéciale.

Pour ces situations extrêmes, la défaillance du masque suivante a été simulée :

- pour la défaillance partielle, par une ouverture sur 0,5 m de hauteur
- pour la défaillance totale, par une ouverture complète au-dessus de la cote 260,00m NGF correspondant à la zone de raccordement du masque avec le BCR en crête de l'ouvrage.

10.1.3 RESULTAT DES CALCULS

Les graphiques suivants illustrent les résultats de facteurs de sécurité calculés.

- FS entre 1,30 et 1,35 ■ FS entre 1,35 et 1,40

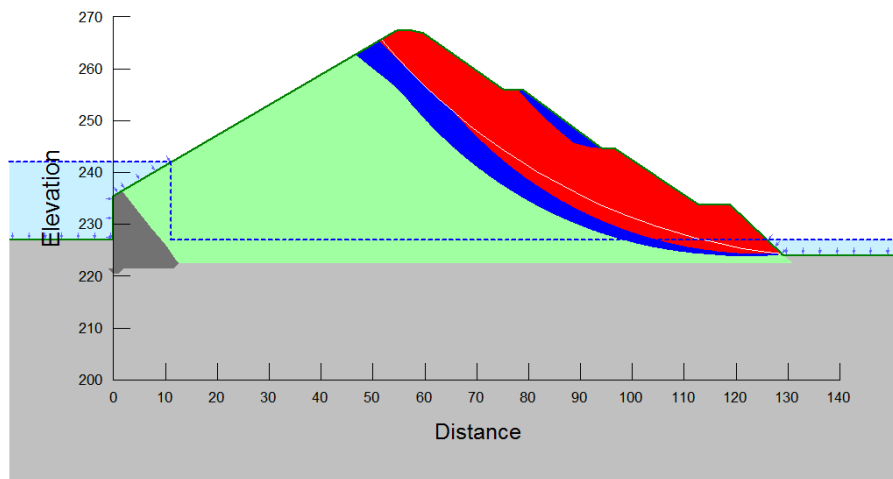


Figure 153 : Situation n°1 – Normale - Etat actuel - FS min = 1,30

- FS entre 1,15 et 1,20 ■ FS entre 1,20 et 1,25

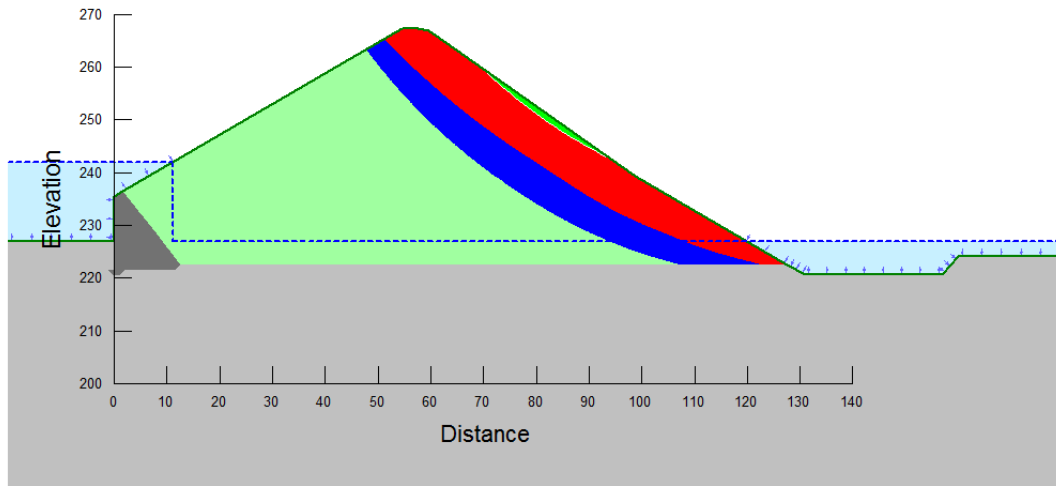


Figure 154 : Situation n°2 – Transitoire – Excavation - FS min = 1, 15

■ FS entre 1,81 et 1,86 ■ FS entre 1,86 et 1,91

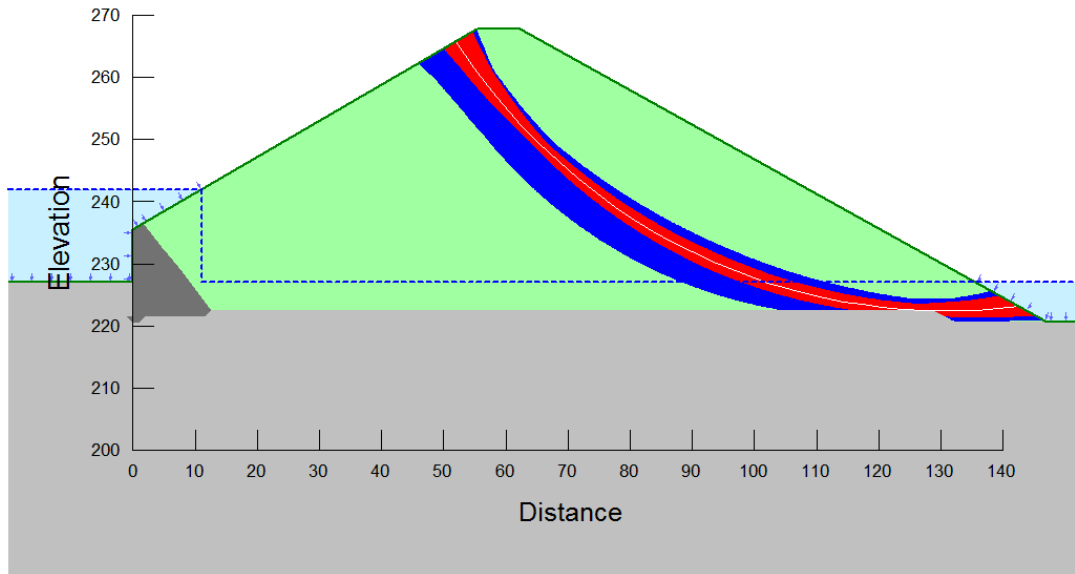


Figure 155 : Situation n°3 – Normale – Etat projeté - FS min = 1,81

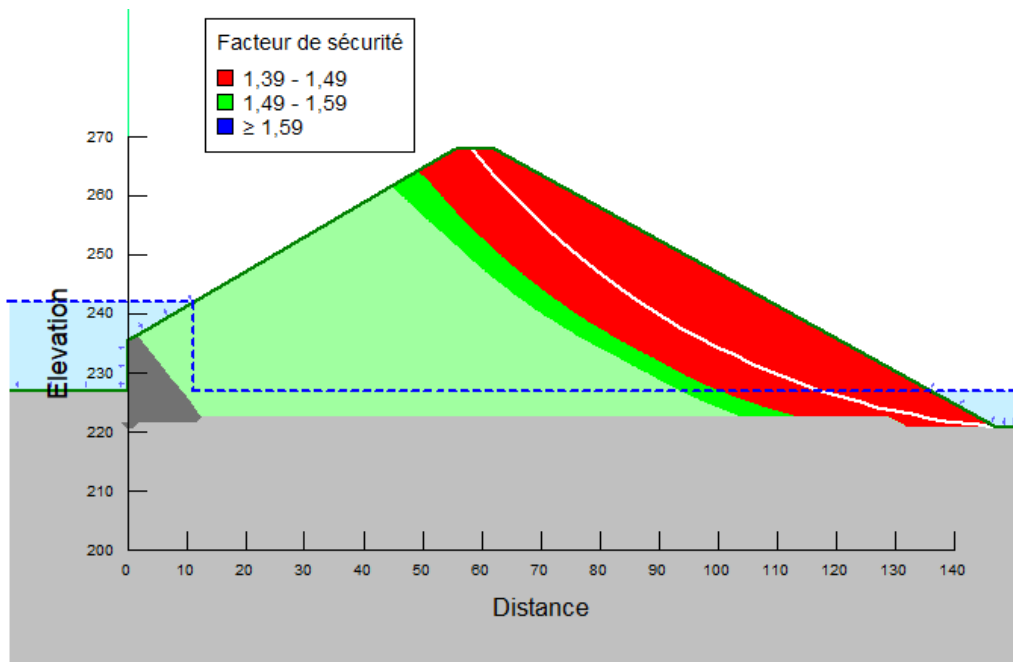


Figure 156: Situation n°3-bis - Normale – C'bc=0- Etat projeté - FS min = 1,39

■ FS entre 2,10 et 2,15 ■ FS entre 2,15 et 2,20

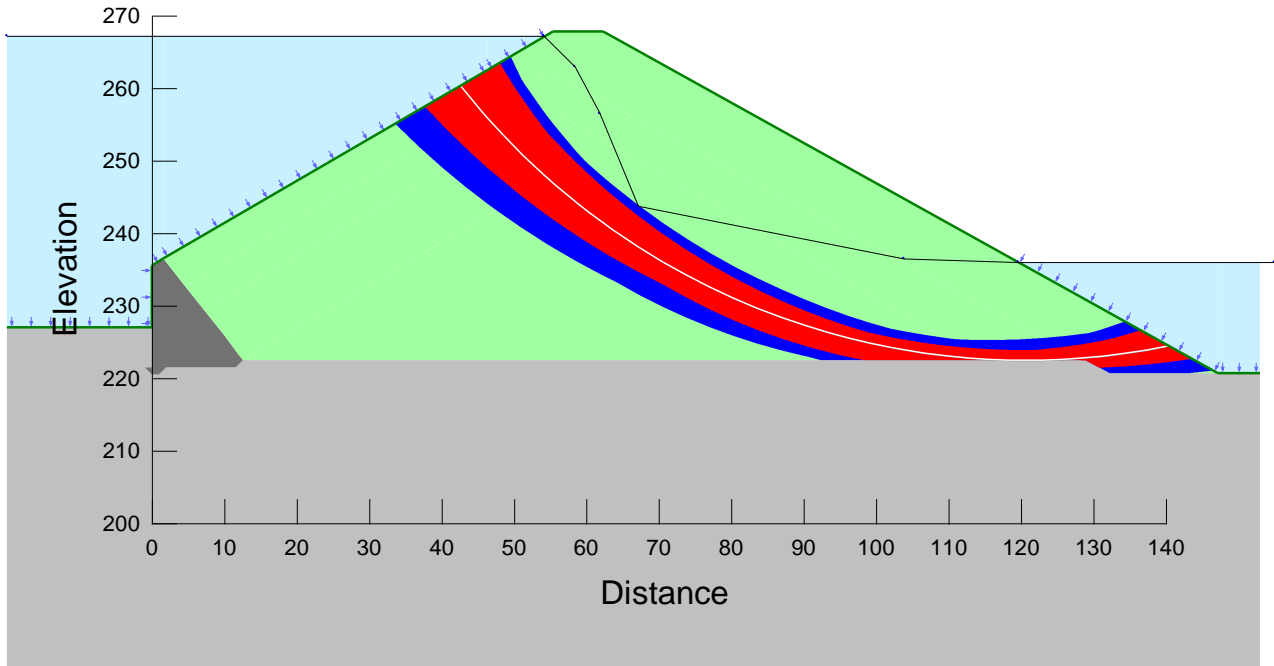


Figure 157 : Situation n°4 – Extrême (défaillance partielle) – Etat projeté - FS min = 1,93

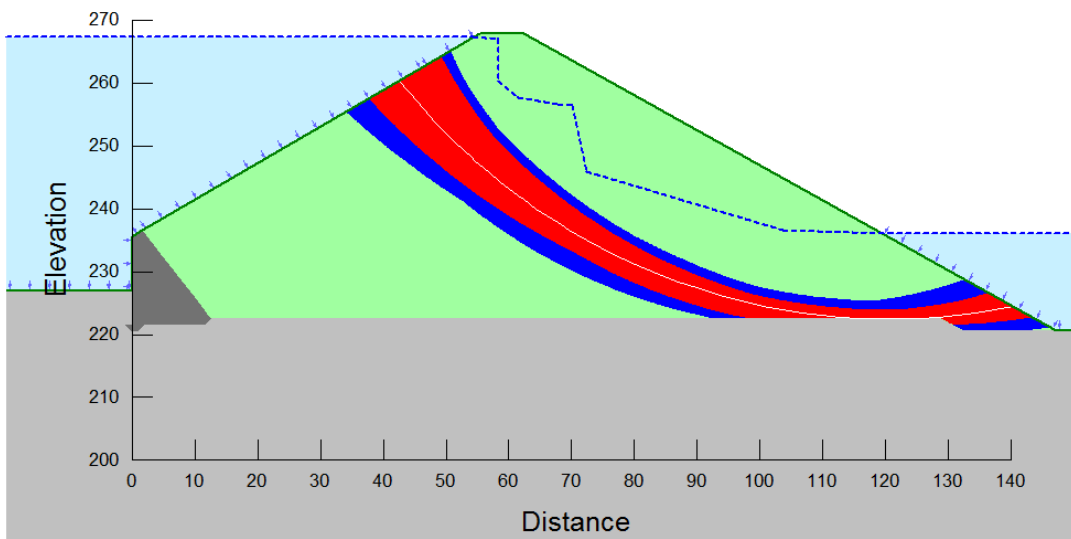


Figure 158 : Situation n°5 Extrême (défaillance totale) – Etat projeté - FS min = 1,85

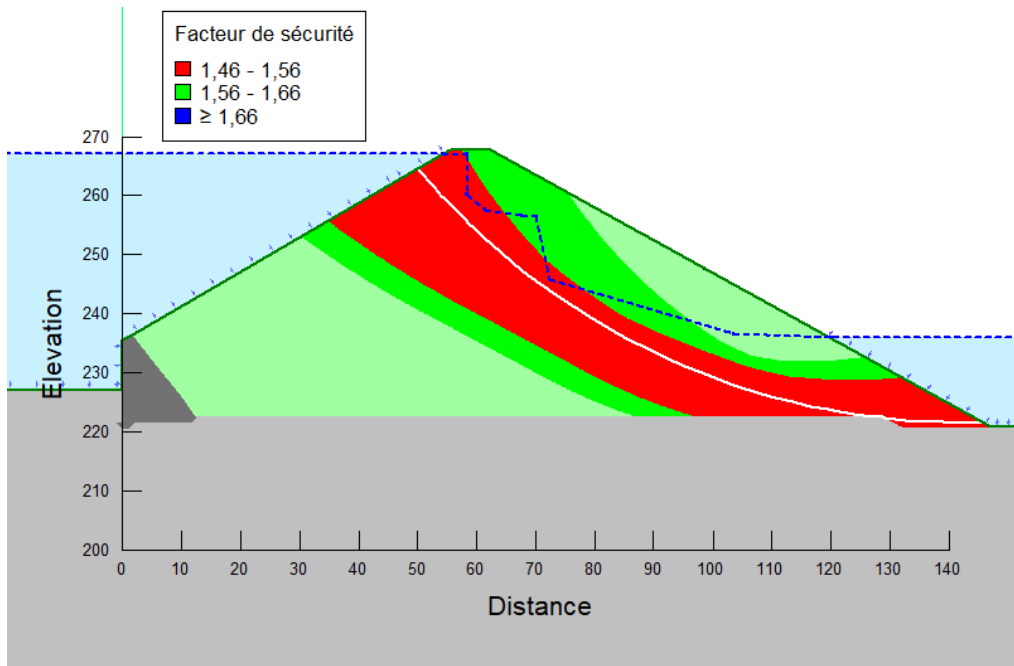


Figure 159: Situation n°5 - Extrême (Défaillance totale) - $C'_{bcr}=0$ - Etat projeté - FS min = 1,46

Le tableau suivant présente les facteurs de sécurité obtenus dans les diverses configurations.

Tableau 28 : Facteurs de sécurité pour le parement aval

N°	Etat du barrage	Etat du barrage	Situation	Facteur de sécurité cible	Facteur de sécurité estimé
1	Actuel	RN à 242 m NGF	Normale	1,0	1,30
2	Excavation	RN à 242 m NGF	Transitoire	1,0	1,15
3	Projet	RN à 242 m NGF	Normale	1,10	1,81
3-bis	Projet	RN à 242 m NGF	Normale Annulation de la cohésion du BCR	1,10	1,39
4	Projet	Q10 000 et défaillance partielle du masque	Extrême/accidentelle	1,0	1,93
5	Projet	Q10 000 et défaillance complète du masque	Extrême/accidentelle	1,0	1,85
5-bis	Projet	Q10 000 et défaillance complète du masque	Extrême/accidentelle Annulation de la cohésion du BCR	1,0	1,46

Les coefficients de sécurité sont toujours supérieurs au coefficient requis en particulier pour la phase d'excavation la plus défavorable.

Pour la situation normale, le projet conduit à une augmentation du coefficient de sécurité importante (de 1,3 à 1,8 soit +40%).

Les facteurs de sécurité obtenus pour les situations extrêmes (n°4 et n°5) sont élevés et plus importants que pour la situation normale du fait de coefficients réducteurs moins élevés sur $\tan \phi'$ (1,0 contre 1,25 dans la situation normale).

10.2 STABILITE EXTERNE DU BLOC INFÉRIEUR

En crue, la partie basse en BCR du barrage peut être soumise des sous-pressions alors que le niveau aval est bas. Les deux modes de rupture correspondant sont :

- Le soulèvement par flottaison,
- Le glissement sur la fondation.

Deux cas ont été étudiés :

- Situation 1 : fin de crue ou défaillance du masque
 - ◆ Niveau piézométrique sous le BCR situé au niveau du radier de la galerie inférieure
 - ◆ Niveau d'eau au pied du barrage correspondant au niveau de la RN des Cambous
- Situation 2 : Q10 000 avec rupture du barrage des Cambous

- ◆ Niveau piézométrique sous le BCR situé au niveau atteint par Q10 000 en aval du barrage (la pression rentre dans le remblai par les galeries)
- ◆ Pas d'eau au pied aval du barrage

La situation 2 peut également résulter d'une défaillance totale du masque.

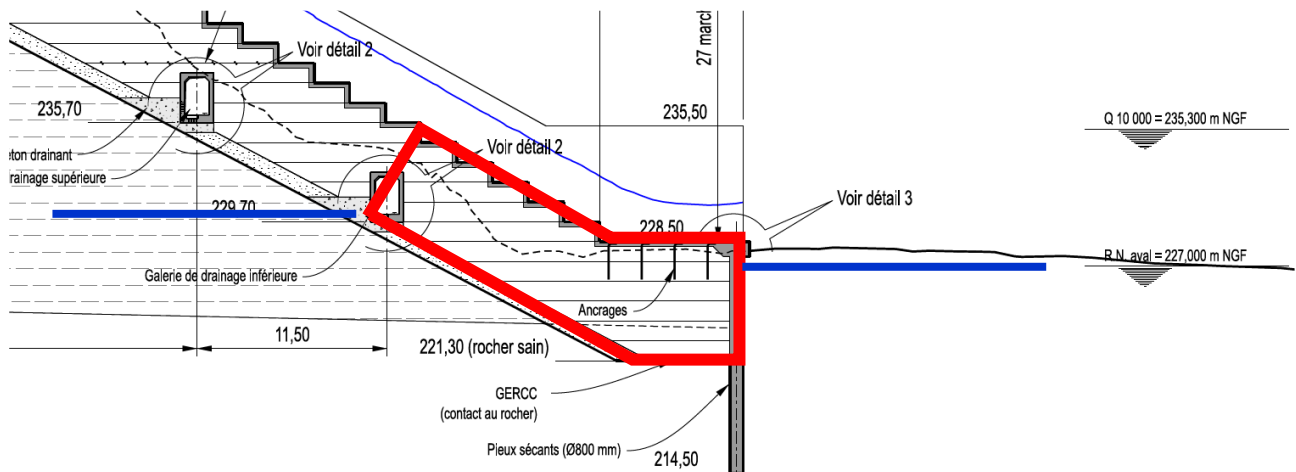


Figure 160 : Situation 1 = décrue ou défaillance du masque

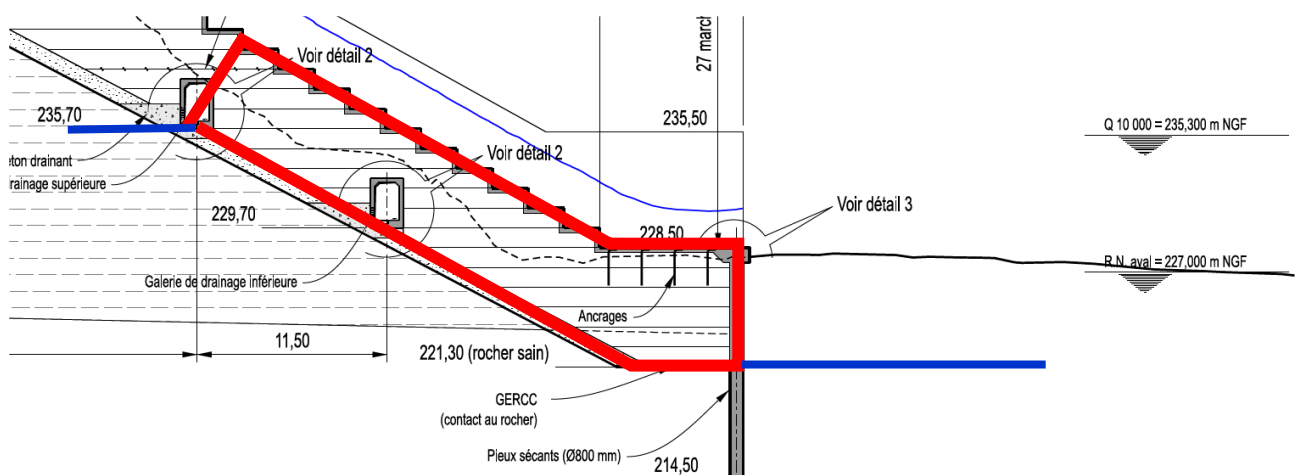


Figure 161 : Situation 2 = Q10 000 et rupture du barrage des Cambous

Pour le soulèvement par flottaison :

- L'effort résistant considéré est le poids du bloc considéré (d=2,4)
- L'effort moteur est la sous-pression.

Pour le glissement sur fondation :

- L'efforts résistant considéré est le frottement du bloc (avec un angle de frottement de 45°)
- L'effort moteur est la sous-pression.

De manière prudente, les efforts suivants n'ont pas été considérés :

- La cohésion sur la longueur de contact (5 m) entre le BCR (GERCC),
- la butée sur l'écran en pieux sécants.

Les calculs ont été réalisés à l'aide du logiciel ANSYS.

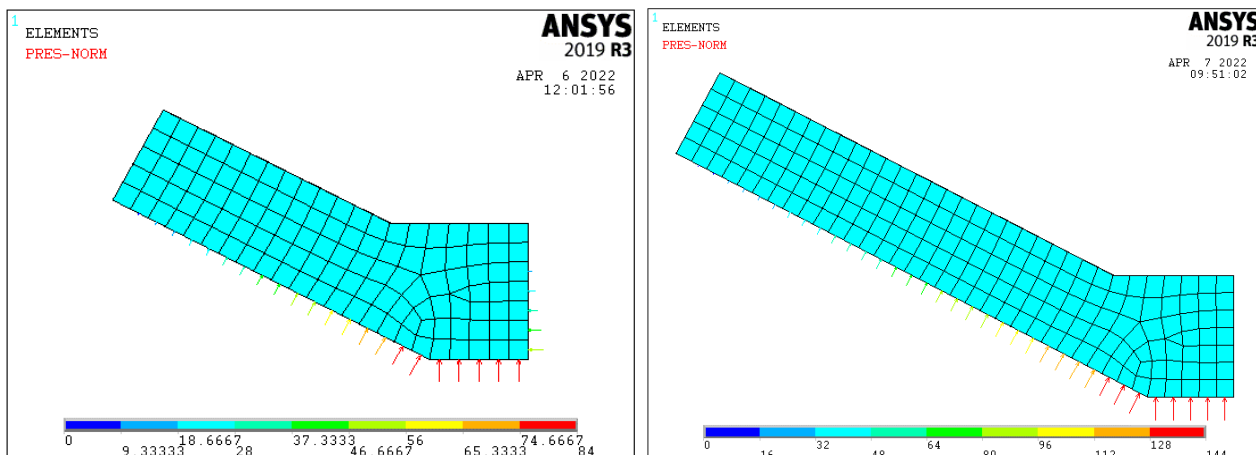


Figure 162 : blocs de la situation 1 (à gauche) et 2 (à droite)

Le tableau suivant présente les résultats des analyses pour les 2 situations.

Tableau 29 : Efforts considérés et coefficient de sécurité

	Situation 1		Situation 2	
	FX (kN)	FZ (kN)	FX (kN)	FZ (kN)
Poids propre	0	-2 921		-4 526
Pressions eau	192	1090	1037	2 690
Frottement (45°)	-1831	0	-1 836	0
Coef sécurité à la flottaison		2,7		1,7
Coef sécurité au glissement sur fondation		9,5		1,8

Malgré les hypothèses prudentes, les coefficients de sécurité sont :

- très largement supérieurs à 1 pour la situation 1 (événement initiateur de probabilité de l'ordre de 10^{-1}),
- proche de 2 pour la situation 2 (événement initiateur de probabilité de l'ordre de 10^{-5})

La probabilité de rupture par ce scénario est donc considérée $< 10^{-5}$.

10.3 STABILITE INTERNE : MODELISATION THERMO-MECANIQUE 3D

10.3.1 PRESENTATION SYNTHETIQUE

L'ANNEXE 9 présente les hypothèses et les résultats des calculs thermomécaniques 3D réalisés et les conséquences en matière de conception de l'aménagement.

Cette modélisation a poursuivi les objectifs suivants :

- étudier l'impact des tassements sur la recharge en BCR :
 - ◆ tassement résiduel par fluage du remblai sous son poids propre,
 - ◆ tassement sous l'effet du premier remplissage et du déversement sur le nouvel évacuateur,
 - ◆ tassement au séisme,
 - ◆ tassement sous le poids du BCR,
 - ◆ tassement lors de déversement par imbibition du remblai en partie inférieure :
 - ◇ lors des crues exceptionnelles (remontée via les galeries de drainage) et éventuelles vibrations,
 - ◇ en cas de défaillance de l'étanchéité du masque ;
- étudier/apprécier l'effet des joints et leur comportement (ouverture, compression, glissement) ;
- étudier les contraintes thermiques dans le BCR lors de la dissipation de la chaleur d'hydratation après mise en œuvre et faire évoluer les formulations en conséquence ;
- analyser les conséquences de ces phénomènes (en déplacement et en contrainte) et si nécessaire, proposer et justifier les dispositions permettant de les minimiser.

Le modèle de calcul est un modèle tridimensionnel en éléments finis. Il est composé de deux sous modèles :

- modèle thermique transitoire qui calcule l'évolution de la température,
- modèle mécanique qui lit les températures sur le modèle thermique et évalue les contraintes et les déformations mécaniques qui en résultent à des dates précises de la vie de l'ouvrage.

Il a été exploité de manière itérative afin de statuer sur certaines dispositions constructives : géométrie de la carapace en BCR, formulations des BCR, implantation des joints, choix des parties à réaliser en BCV ...

Les figures suivantes présentent quelques exemples des résultats obtenus.

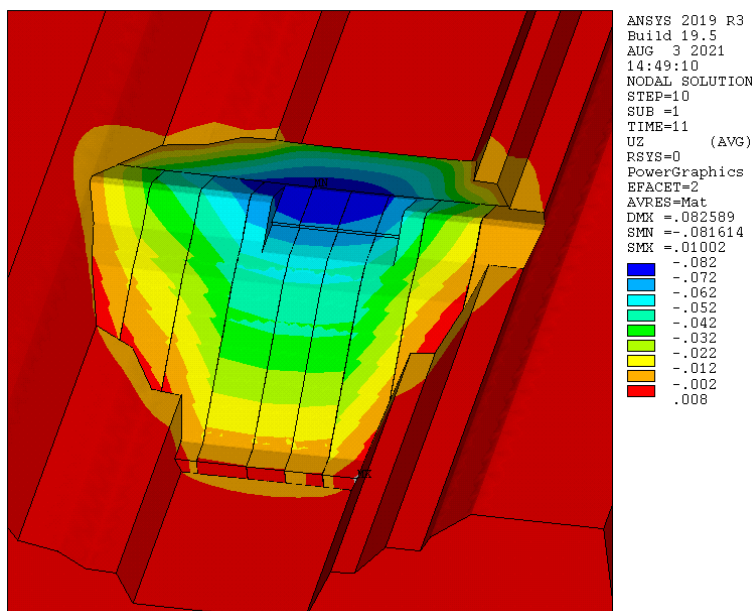


Figure 163 – Déplacements verticaux (m) avec cumul de tous les tassements + poussée PHE

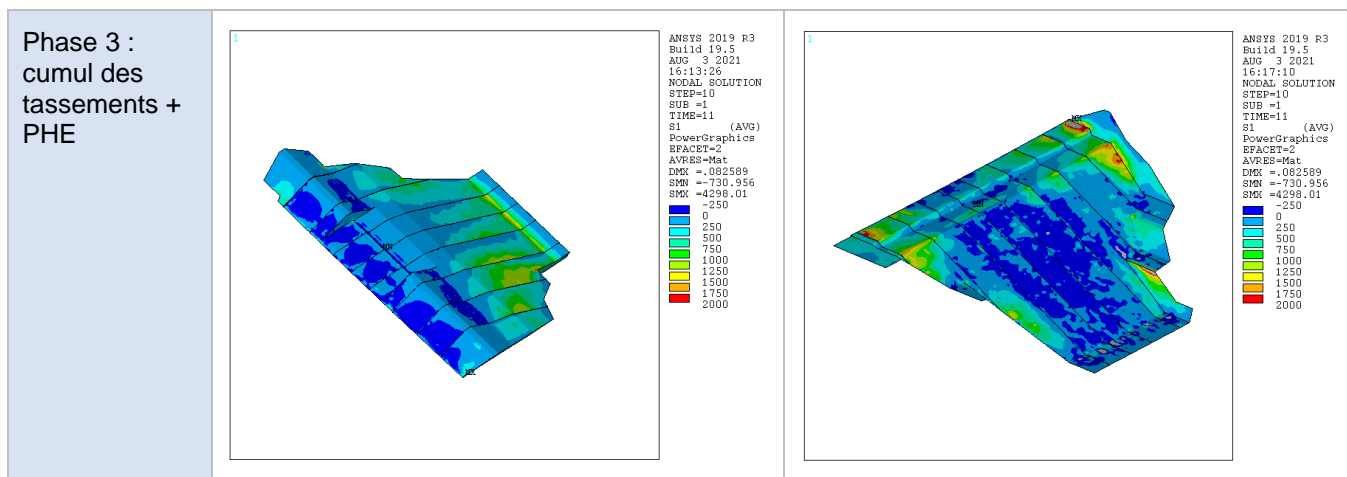


Figure 164 – Contraintes principales de traction (kPa), phase par phase

10.3.2 SYNTHÈSE ET CONCLUSIONS

Les calculs ont permis d'affiner certains détails géométriques de la carapace :

- le calepinage des joints : les joints sont plus resserrés que la configuration originale, la largeur des plots après adaptation est comprise entre 13 m et 19 m,
- la géométrie en crête : les marches de 2,4 m ont été abandonnées pour des marches plus courtes qui suivent la pente moyenne initiale.

Les calculs ont abouti à définir deux formulations type de BCR à mettre en œuvre :

- formulation BCR1 : avec 110 kg/m³ de liants dont 60 kg/m³ de clinker,
- formulation BCR2 : avec 60 kg/m³ de clinker dont 40 kg/m³ de clinker.

Les résistances de ces BCR type ont été estimées respectivement à 12 MPa et 6 MPa pour la résistance à la compression simple et 1,6 MPa et 1,0 MPa pour la résistance moyenne à la traction simple. Des essais de formulation ont été réalisés pour vérifier ces valeurs. Les résultats sont présentés au §11.1.5.

Les calculs ont montré que le comportement global est satisfaisant pour les deux formulations aux exceptions suivantes :

- une fissuration de peau est prévisible, en particulier pour la formulation BCR2 : il est nécessaire de protéger le coursier avec un BCR enrichi ou un BCV armé pour éviter tout risque de fragilisation du BCR sous l'effet des écoulements,
- dans les premières couches en crête situées juste au-dessus des remblais : un BCR de type BCR1 est nécessaire pour éviter les risques de fissuration dans les zones sensibles,
- d'une façon plus générale et pour les zones où la fissuration peut être préjudiciable : un BCR de type BCR1 est à privilégier.

Ces dispositions ont été intégrées dans le cadre de la conception.

10.4 ALEA DE RUPTURE PAR SURVERSE

10.4.1 ORIGINE DE LA SURVERSE

La rupture par surverse peut être le fait :

- d'une surverse en crête ; on étudie alors la revanche par rapport au franchissement des vagues et le calage de la crête par rapport aux niveaux d'eau dans la retenue et aux tassements ;

- d'un débordement du coursier : on étudie alors les lignes d'eau sur le coursier de l'évacuateur de crue.

10.4.2 REVANCHE PAR RAPPORT AU FRANCHISSEMENT DES VAGUES

Le calcul de la revanche par rapport au franchissement des vagues a été conduit selon les recommandations du CFBR.

Les principales hypothèses et résultats sont présentés ci-dessous.

- Pente du talus amont = **1,7H/1V** ;
- Type d'ouvrage : Barrage en remblais à parement amont lisse ;
- Profondeur d'eau pour le cas n°1 ($P_{vent} \sim 50$ ans et PHE) = **37 m** ;
- Profondeur d'eau pour le cas n°2 ($P_{vent} \sim 1000$ ans et RN) = **12 m** ;
- Zonage NV65 : Zone 2, site exposé

Cette dernière hypothèse a conduit à retenir les vents de projet suivants :

- cas n°1 : vitesse normale (assimilable au vent de période de retour 50 ans) = **129 km/h** ;
- cas n°2 : vitesse extrême (assimilable au vent de période de retour 1000 ans) = **170 km/h** ;

Le calcul du Fetch est réalisé en considérant l'approche proposée par "Hydraulics of dams and reservoirs, Fuat Sentürk, Ph. D., Water Resources Publications (USA)". Cette approche est illustrée par la figure suivante. Elle prend en compte toutes les directions du vent et les fetchs correspondants.

L'application de la méthode au cas de Ste-Cécile est présentée ci-après.

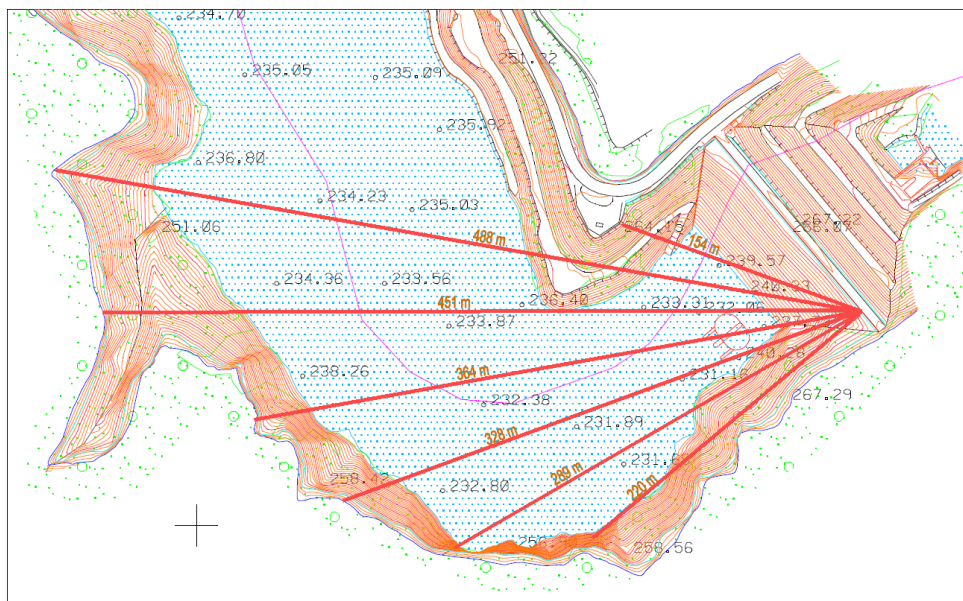


Figure 165 : Application au cas de Ste-Cécile d'Andorge

Le calcul conduit à un fetch équivalent d'environ 330 m.

Le pourcentage de vagues que l'on autorise à passer sur l'ouvrage dépend de la résistance des matériaux à l'impact des vagues. Une valeur prudente de 13% a été retenue. Elle correspond aux recommandations du CFBR pour les barrages à parement aval en enrochements ($K = 1,00$)

Ces hypothèses ont conduit aux revanches suivantes :

- Cas n°1 ($P_{vent} \sim 50$ ans et PHE) : $R_{PHE} = 1.35$ m

- Cas n°2 ($P_{\text{vent}} \sim 1000$ ans et RN) : $R_{\text{RN}} = 2.0$ m

Les résultats de la démarche sont présentés ci-dessous :

- $PHE + R_{\text{PHE}} = 267.2$ m NGF + 1.35 m = **268.55 m NGF**
- $RN + R_{\text{RN}} = 242$ m NGF + 2.0 m = **244.0 m NGF**

Le calage du parapet à la cote 268,8 m NGF permet de répondre aux recommandations du CFBR [6].

10.4.3 REVANCHE PAR RAPPORT AU NIVEAU D'EAU ET AUX TASSEMENTS

La situation extrême retenue au barrage est la crue cent-millénaire ($P=10^{-5}$). Cette situation conduit la retenue au niveau 268,65 m NGF (cf. 5.1). Le tassement cumulé du remblai a été estimé à 8,2cm (cf. ANNEXE 9).

Le calage du parapet à la cote 268,8 m NGF garantit l'absence de surverse pour la situation extrême (crue cent-millénaire, $P=10^{-5}$) et ce considérant le cumul de tassement de l'ordre de 8 cm.

10.4.4 DEBORDEMENT DU COURSIER

Le coursier de l'évacuateur de crues a été dimensionné pour les sollicitations suivantes sur modèle physique et modèle numérique 3D (cf. §9) :

- écoulement de la crue de projet (Q10 000) avec revanche sans débordement ;
- écoulement de la crue extrême (Q100 000) sans revanche et sans débordement.

L'absence de débordement est donc vérifiée.

10.5 ALEA DE RUPTURE PAR EROSION EXTERNE

Outre l'érosion par surverse dont le risque a été écarté au paragraphe précédent, l'érosion en pied de barrage par les écoulements en provenance des évacuateurs peut conduire à un endommagement voire à une rupture du barrage.

Les éléments de sécurité sont :

- la présence du rideau de pieux sécants dont le dimensionnement est justifié par l'étude de l'érosion en pied du barrage présentée en ANNEXE 11 et au §10.8 ;
- le rechargement du barrage en BCR (largeur amont-aval d'environ 10 m) ;
- les inspections régulières qui permettront de déceler des désordres (inspection visuelle et campagne bathymétrique par exemple).

On rappelle également les caractères éphémères et rares des sollicitations qui contribuent à limiter « l'usure » des dispositions techniques retenues.

10.6 ALEA DE RUPTURE PAR EROSION INTERNE

La rupture par l'érosion interne n'est possible que :

- s'il y a défaillance de l'étanchéité ;
- si les niveaux atteints en crue sont suffisants pour conduire à des écoulements et des gradients significatifs ($T \geq 100$ ans).

La modélisation hydrodynamique a montré qu'en cas de défaillance du masque, le drain situé sous le masque (3,8 m de 5/200 mm) draine les eaux vers la partie basse du barrage. Les eaux sont ensuite évacuées par les deux galeries. Les gradients sont limités avec des valeurs inférieures à 0,15.

Par ailleurs, le risque de rupture par érosion interne est limité par :

- la nature des matériaux qui leur confère une faible susceptibilité à l'érosion interne (rocher, granulométrie grossière étalée avec un coefficient d'uniformité Cu d'environ 20, éléments anguleux, matériau compact) ;
- la filtration des écoulements sous le BCR par le matériau filtrant prévu à cet effet ;

Enfin, pour qu'il y ait érosion interne, il faut un débouché du conduit d'érosion : les seuls débouchés sont les galeries visitables. Les inspections dans les galeries permettront de déceler le phénomène (dépôts de sédiment dans la galerie).

10.7 PROTECTION CONTRE LES EMBACLES

La protection des évacuateurs de crues contre les corps flottants est assurée par une drome dimensionnée pour les cas de charges suivants :

Les cas de charge envisagés sont les suivants :

- Cas n°1 (exceptionnel) : crue de période de retour 1 000 ans avec un vent de période de retour 10 ans,
- Cas n°2 (extrême) : crue de période de retour 1 000 ans combinée avec un vent de période de retour 100 ans,
- Cas n°3 (exceptionnel) : Crue de période de retour 10 000 ans sans vent,
- Cas n°4 (extrême) : Crue de période de retour 100 000 ans sans vent.

Les cas de charge considérant les actions du vent sont les plus dimensionnants.

Il s'agit d'un modèle de drome à flotteurs en polyéthylène sous lesquels sont suspendus des panneaux grillagés. La drome est ancrée à la cote 267,20 m NGF (niveau atteint pour Q10 000). La maille des panneaux est fine de l'ordre de quelques cm² afin d'éviter l'enchevêtrement de bois épais dans la grille. Le diamètre des flotteurs est de 774 mm. La grille a une hauteur de 600 mm pour assurer le tirant d'eau minimum requis. L'espacement des flotteurs est maintenu par des éléments de tube en acier. La fixation de la grille aux flotteurs est articulée afin que la drome puisse s'échouer sur les rives sans dommage.

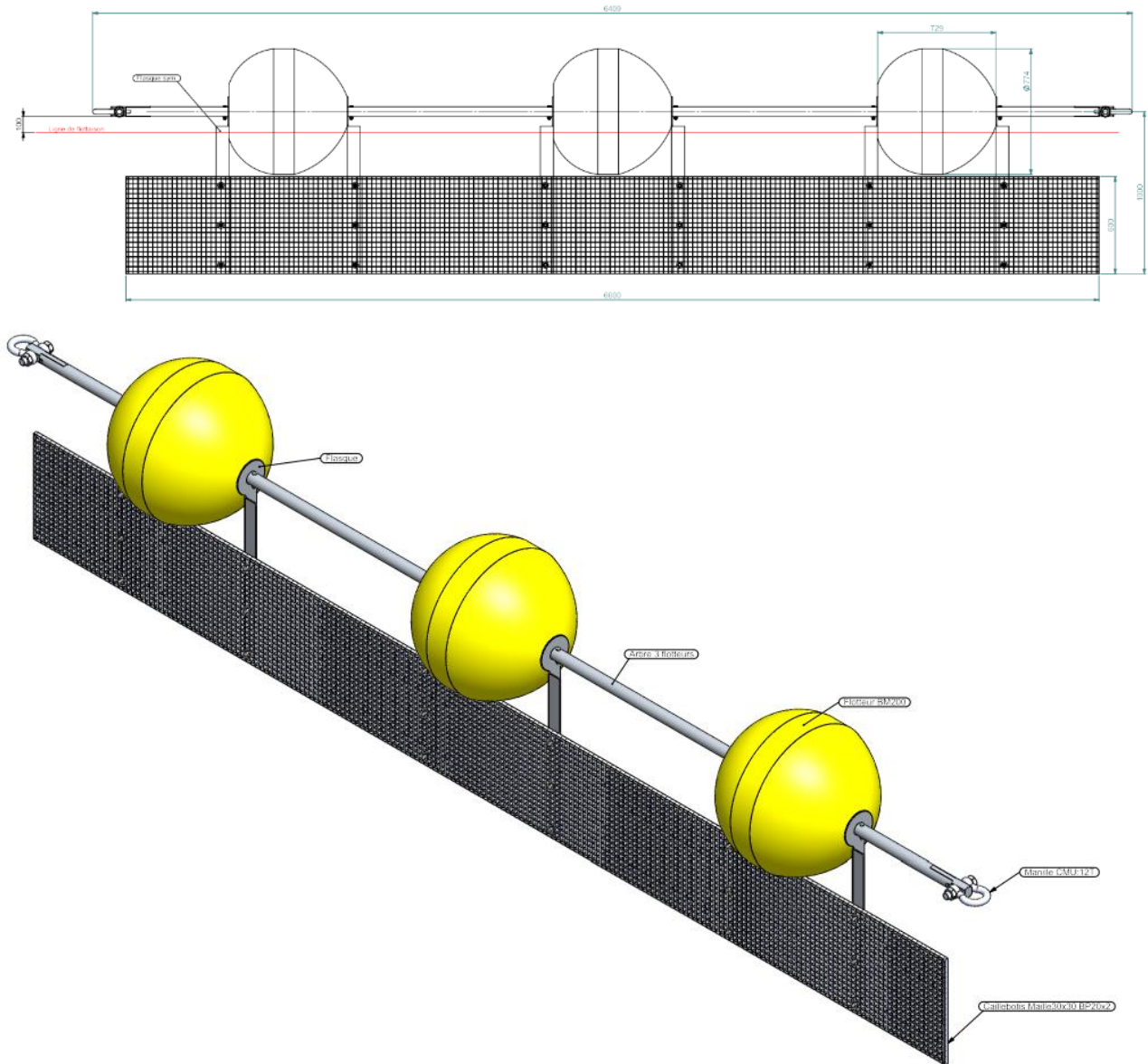


Figure 166 : Module 3 flotteurs de la drome



Figure 167 : Drome de Sainte Cécile d'Andorge en fonctionnement

10.8 DIMENSIONNEMENT DU RIDEAU DE PIEUX SECANTS

La présente section vise à donner les justifications de dimensionnement de l'écran de soutènement en pieux sécants réalisé à l'aval du barrage de Sainte-Cécile d'Andorge.

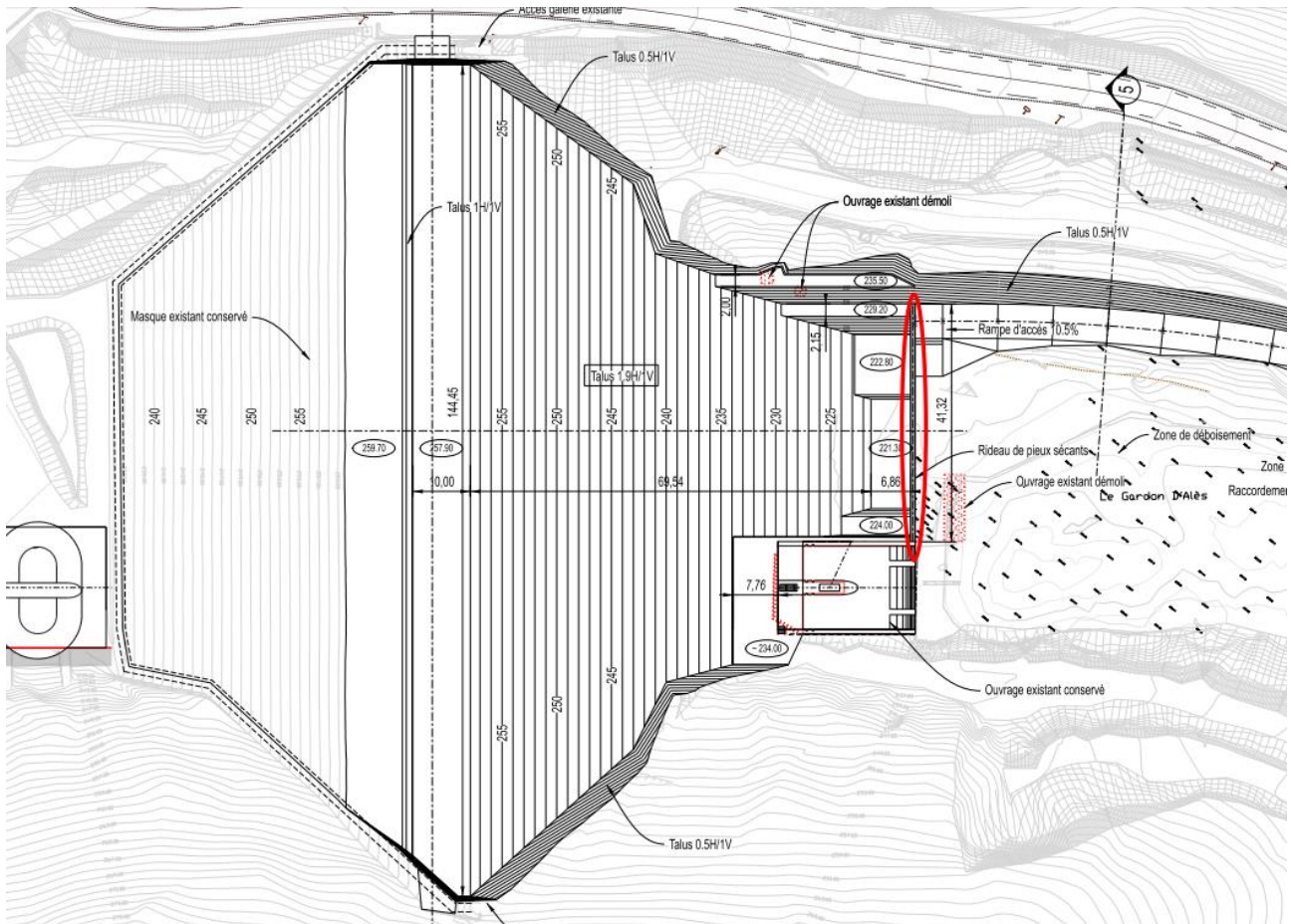


Figure 168 : Implantation du rideau de pieux-sécants

Le rideau de pieux sécants implanté à l'aval du barrage est conçu pour :

- durant la phase provisoire, assurer la protection du chantier contre la submersion pour une crue de période de retour 50 ans ;
- durant la phase définitive, protéger le pied aval du barrage contre le risque d'érosion externe.

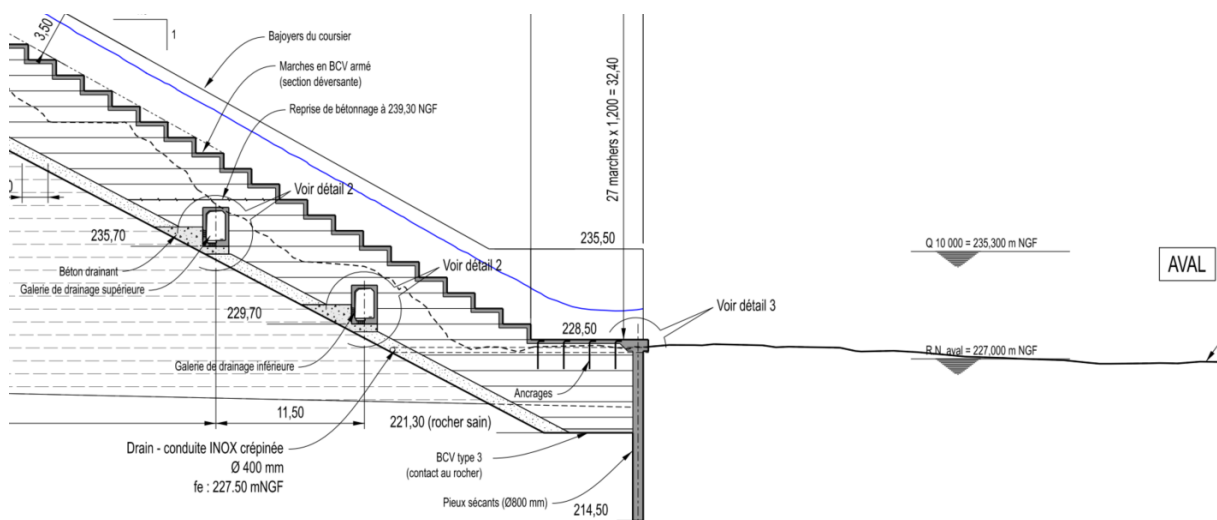


Figure 169 : Coupe type sur le rideau de pieux sécants

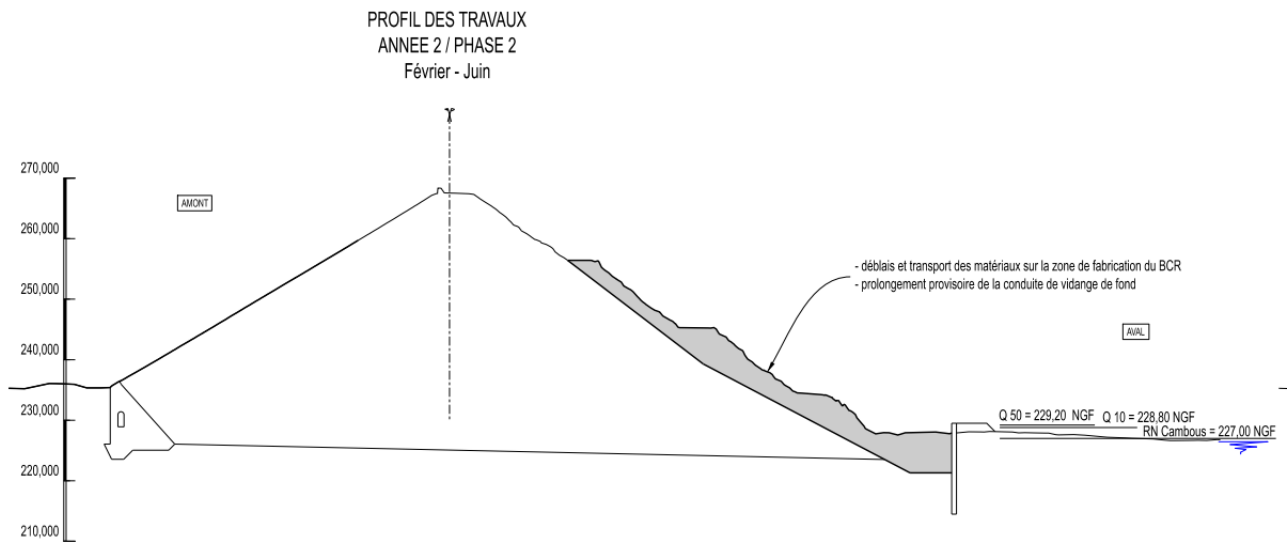


Figure 170 : Phase provisoire de déblai du masque aval existant

Un seul cas de charge est retenu pour le dimensionnement du rideau :

- niveau d'eau aval à l'arase de la paroi en phase provisoire soit 229,50 m NGF ;
- cote du remblai à l'aval au niveau de l'arase de la paroi soit 229,50 m NGF.

Il s'agit d'une situation transitoire. Le mur est dimensionné aux ELU ; les déplacements ELS sont donnés à titre indicatif.

10.8.1 HYPOTHESES

10.8.1.1 Géotechnique

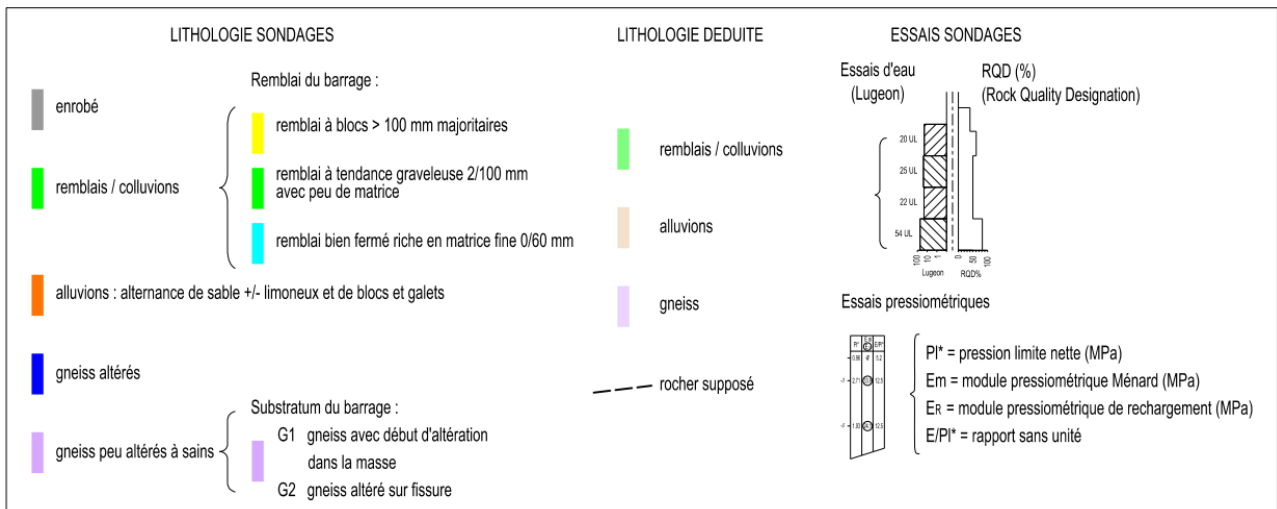
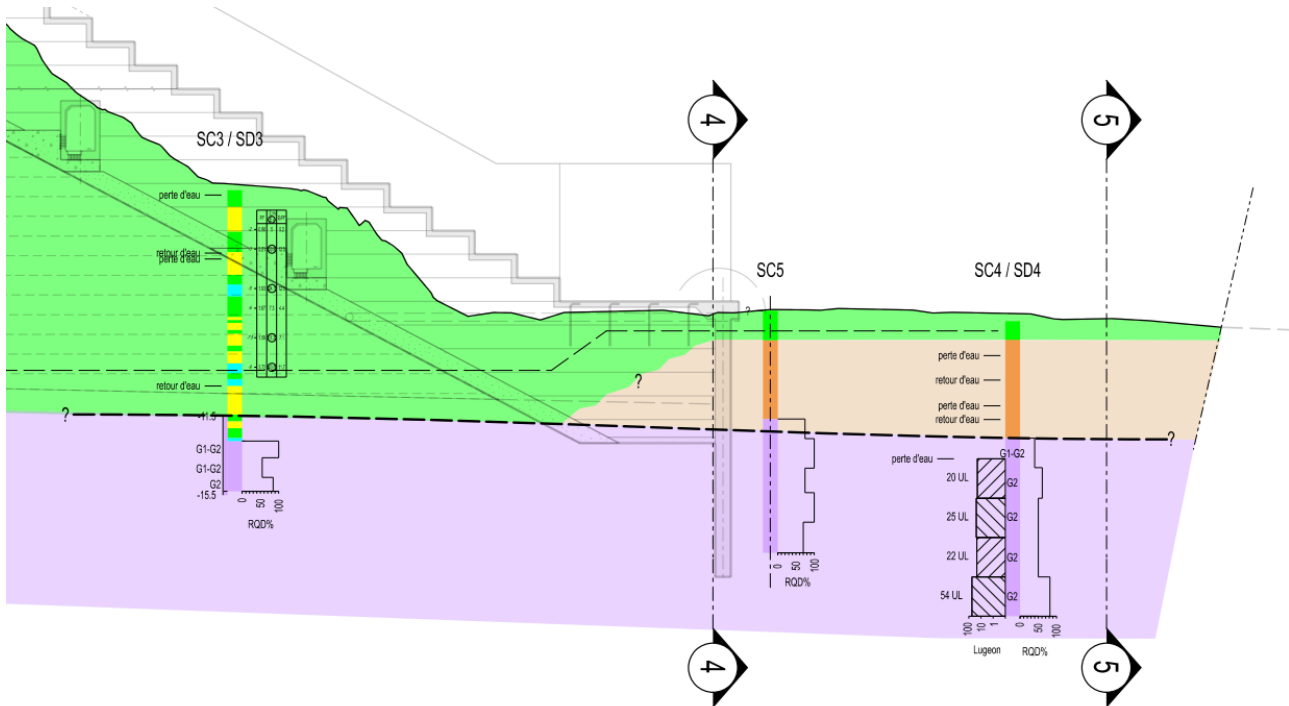


Figure 171 : Profil géotechnique

Les couches de sol concernées par l'ouvrage sont de deux natures :

- une couche de gneiss peu altérés à sains dont le toit variable sera considéré à la cote 221,50 m NGF ;
- une couche supérieure d'alluvions et remblais qui ne seront pas distingués ici ; une seule couche intitulée remblais sera considérée.

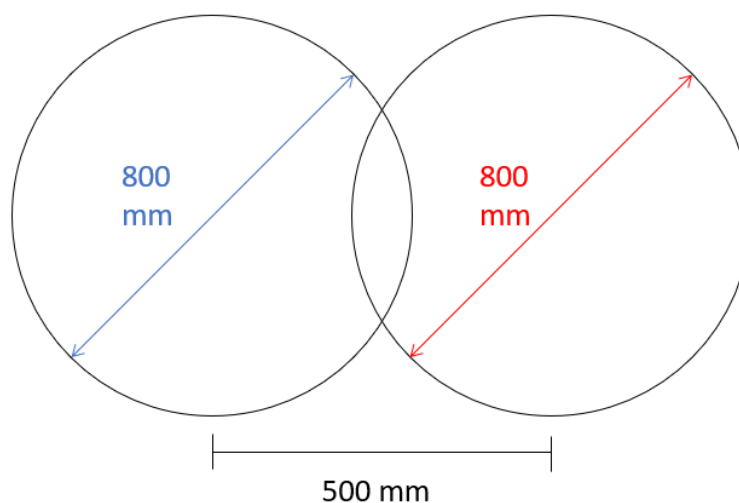
Les paramètres mécaniques sont présentées dans le tableau suivant.

Tableau 30 : Caractéristiques mécaniques des couches de sol

	g (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	EM (MPa)	da/j	dp/j
Gneiss	27	400	35	20 000	2/3	-2/3
Remblais	18	0	32	5	2/3	-2/3

10.8.1.2 Ecran en pieux sécants

L'écran en pieux sécants est constitué de pieux primaires et secondaires. Seuls les pieux secondaires sont armés, ils sont dits principaux. Le diamètre des pieux primaires et secondaires est fixé à 800 mm et le recouvrement est de 300 mm, soit un entraxe de 500 mm entre deux pieux consécutifs.



L'écran est caractérisé par son produit d'inertie E.I., E étant le module d'élasticité du matériau et I le moment quadratique (ou inertie) de l'écran. Le module d'élasticité à retenir pour une paroi en béton est indiqué dans la norme NF P94-281.

(8) Pour la vérification de la stabilité à long terme des parois continues en béton, il convient de prendre en compte un module de déformation longitudinale du béton égal à :

$$\frac{E_{cm}}{3} \quad (6.4.1.3)$$

NOTE 1 Pour le calcul d'une paroi en béton armé, il est usuel de déterminer le produit d'inertie E.I de la paroi en adoptant une valeur du module E égale à :

- 20 000 MPa pour les phases provisoires de construction ;
- 10 000 MPa dans le cas d'efforts de longue durée d'application ;
- 30 000 MPa pour les sollicitations de courte durée d'application (chocs par exemple).

Il est également habituel de déterminer l'inertie de la paroi sans déduction des éventuelles réservations métalliques pour auscultation ou carottage c'est-à-dire celle correspondant à l'inertie brute non fissurée de l'élément structurel.

Figure 172 : Extrait de la norme NF P94-281 – paragraphe 6.4

E = 20 000 MPa est retenu ici compte tenu du caractère provisoire du chargement.

L'inertie équivalente d'un écran en pieux sécant est donnée dans l'annexe B de cette même norme.

(1) On peut assimiler le comportement d'une paroi constituée de pieux de même longueur, à celui d'un écran continu uniforme, lorsque la distance d'axe en axe des pieux contigus est inférieure à $1,3 D$, en considérant le moment d'inertie équivalent par mètre linéaire d'écran donné par l'expression suivante :

$$I_e = \frac{I_p}{a} \quad (\text{B.2.7.1})$$

où

I_e est l'inertie équivalente par mètre linéaire de l'écran de soutènement ;

I_p est l'inertie d'un élément principal (voir Figure B.2.1.1) ;

a est l'espacement entre les axes de deux pieux principaux consécutifs (voir NOTE 1).

NOTE 1 La distance "a" correspond à la distance d'axe en axe de deux éléments secondaires pour les écrans réalisés à partir de pieux sécants (L'inertie d'un pieu primaire non armé n'est pas prise en compte). La même formule s'applique aux écrans réalisés à partir de pieux contigus (la distance "a" correspond dans ce cas à la distance d'axe en axe de deux pieux consécutifs).

Figure 173 : Extrait de la norme NF P94-281 – annexe B

Les armatures des pieux secondaires sont négligées dans le calcul de l'inertie de ces derniers (voir Figure 172). L'espacement entre pieux secondaires consécutifs vaut $a = 1,00$ m, donc l'inertie équivalente est égale à l'inertie d'un pieux principal (i.e. pieux secondaire).

$$I_e = I_p = \frac{\pi * 0,8^4}{64} = 0,0201 \text{ m}^4$$

Les caractéristiques mécaniques de l'écran sont résumées dans le tableau suivant.

Tableau 31 : Caractéristiques mécaniques de l'écran

	Classe de résistance	pois volumique γ (kN/m ³)	Surface linéique A (m ² /m)	Masse surfacique w (kg/m ²)	Module d'élasticité E (MPa)	Produit d'inertie E.I (kN.m ² /m)
Béton	C35/45	25	0,7443	1860	20 000	402 124

Les pieux sont forés jusqu'au niveau 214,50 m NGF. Le toit est retenu à 229,50 m NGF pour la phase provisoire. La hauteur totale des pieux est donc de 15 m. En phase définitive les pieux seront recépés jusqu'à la cote 228,50 m NGF et liés au masque aval en béton armé du barrage.

10.8.1.3 Modélisation

L'écran de soutènement est modélisé sur le logiciel K-REA développé par TERRASOL. Le logiciel permet de modéliser en 2D un écran de soutènement par la méthode aux coefficients de réaction. Pour un écran auto-stable en console, deux types de calculs sont réalisés. Un calcul de type MISS-K (modèle d'interaction sol-structure à coefficient de réaction) pour l'ELS et les déplacements, et un calcul de type MEL (modèle de l'équilibre limite) pour les calculs ELU et la détermination des sollicitations internes dans l'écran.

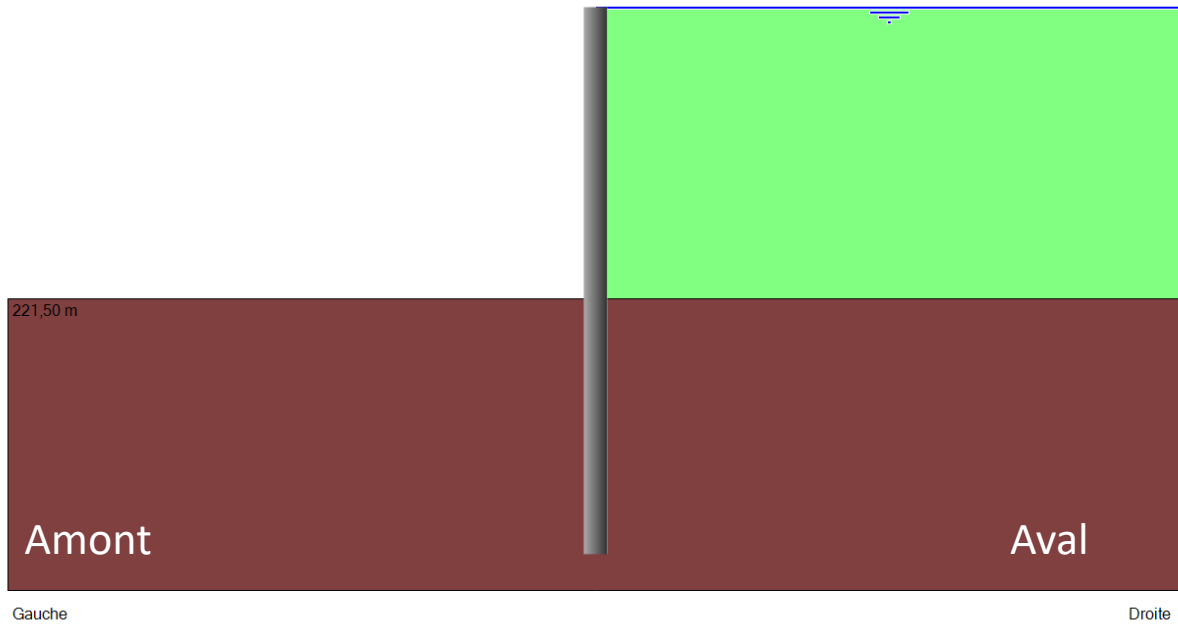


Figure 174 : Modélisation de l'écran dans K-REA

10.8.2 RESULTATS

Les courbes suivantes extraites du logiciel K-REA donnent les résultats du calcul.

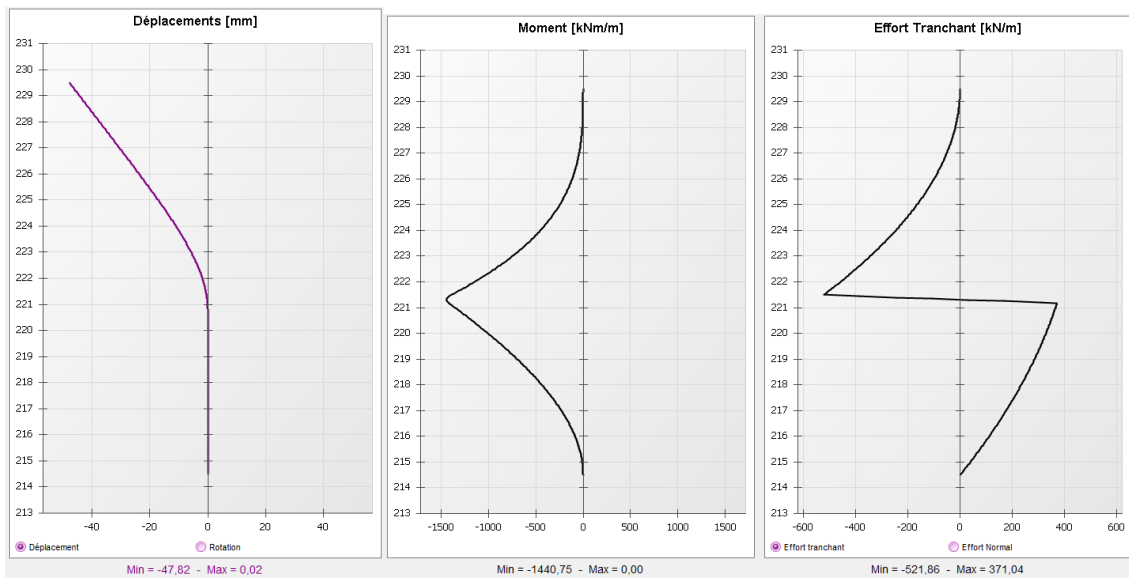


Figure 175 : Courbes de résultats (1/2)

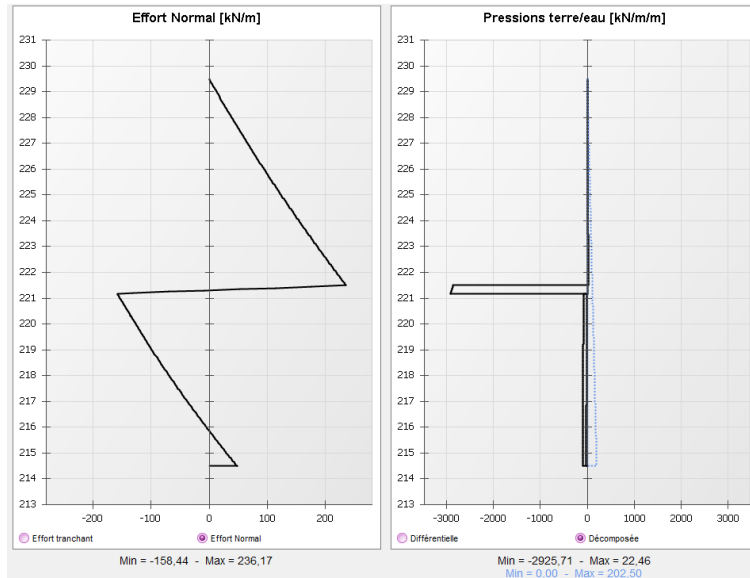


Figure 176 : Courbes des résultats (2/2)

Les résultats notables sont résumés dans le tableau suivant.

Tableau 32 : Principaux résultats

y_{max}	47,82 mm
$M_{Ed,max}$	1440,75 kN.m/m
$V_{Ed,max}$	521,86 kN/m
$N_{Ed,min}$	-158,44 kN/m

10.8.2.1 Vérification de butée

Le logiciel procède aux vérifications de profondeur de fiche et de contre-butée. Les résultats du calcul sont exposés ci-dessous.

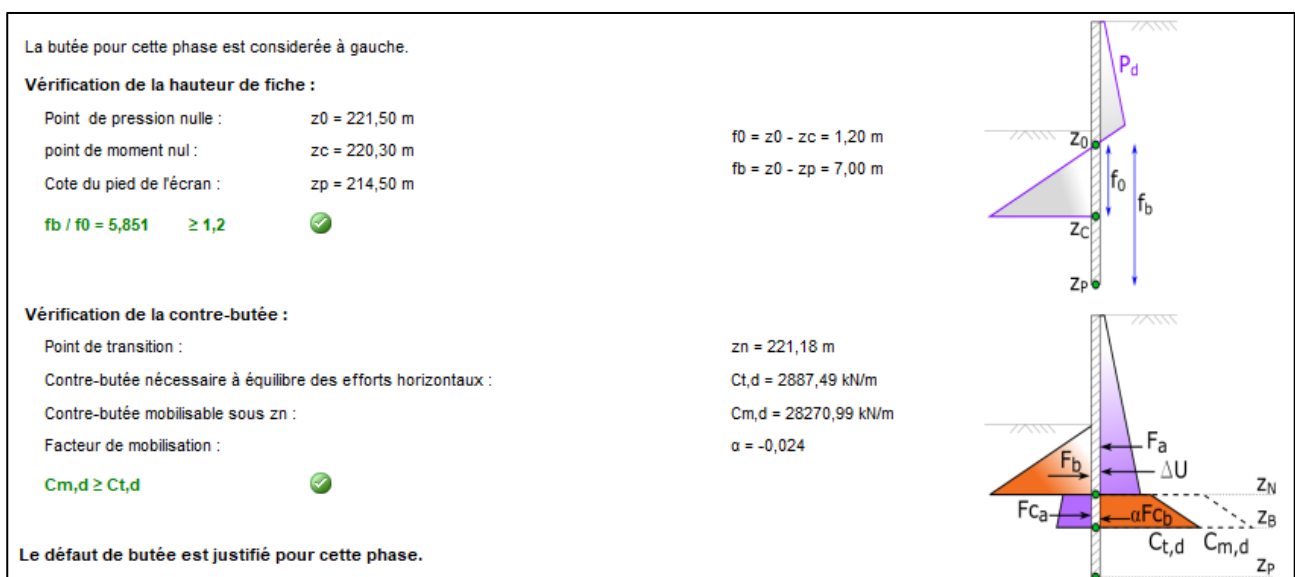


Figure 177 : Vérification de butée

10.8.2.2 Résistance interne

Les sollicitations le plus sévères sont subies au niveau de l'encastrement de l'écran dans la couche des gneiss (221,50 m NGF).

L'écran de soutènement peut être assimilé à une console simple. La section à justifier subit un effort de flexion composée avec traction. Seule la résistance des pieux principaux est prise en compte, c'est-à-dire qu'il convient de justifier la tenue d'un pieu isolé soumis au torseur suivant :

$$M_{Ed}=1440,75 \text{ kN.m/m et } N_{Ed}=-160 \text{ kN/m.}$$

Le ferrailage prévisionnel des pieux armés est constitué de 16 barres longitudinales HA 32, en nuance B 500B.

La section d'armature vaut alors 128,68 cm².

Le programme de calcul SECFER^{ISL} permet de calculer les contraintes dans le béton et dans l'armature la plus sollicitée d'une section circulaire soumise à un effort de flexion composée avec traction. Les lois de comportement suivantes (MPa en ordonnée, déformation $\times 10^{-3}$ en abscisse) sont utilisées pour l'acier (diagramme à branche inclinée avec $k=0,08$) et pour le béton (diagramme bilinéaire).

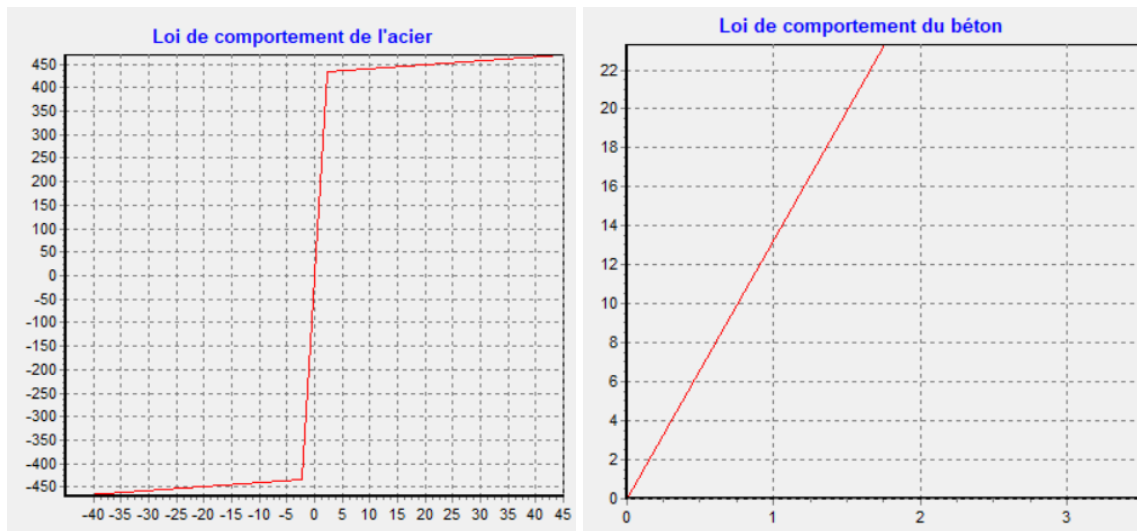


Figure 178 : Lois de comportement des matériaux

The screenshot shows the 'Lois de comportement' (Behavior Laws) window in the SecFer software. It is set to 'Béton' (Concrete) and 'Acier' (Steel). The input parameters are as follows:

- Rayon ext (m): 0,4
- Rayon int (m): 0
- Enrobage (m): 0,075
- Nombre barres: 16
- Section (cm²): 8,04
- Section totale 128,64**
- Effort normal (MN): -0,158
- Moment (MN.m): 1,44

The calculation results displayed on the right are:

```

Y0=-2,01E-03 alpha=1,27E-02
N=-0,158 M=1,44
R=0
-----
Y0=-2,01E-03 alpha=1,27E-02
N=-0,158 M=1,44
R=0
-----
Y0=-2,01E-03 alpha=1,27E-02
N=-0,158 M=1,44
R=0
=====
Déformations maximales dans béton = -3,07E-03
Contraintes de compression maximales dans béton = 23,3 MPa
Déformations maximales dans acier = 6,05E-03
Contraintes de traction maximales dans acier = 438,17 MPa
    
```

Figure 179 : Résultats du programme SecFer

Le programme de calcul donne une contrainte maximale dans le béton de 23,3 MPa qui est égale à la contrainte admissible ($35/1,5=23,3$ MPa). La contrainte maximale atteinte dans l'acier est de 438,17 MPa < 470 MPa admissible. La résistance de la section est donc assurée.

Le ratio de ferrailage est donc estimé à 240 kg/m³ pour les pieux armés uniquement.

Le ratio global de l'écran (y compris les pieux primaires) est d'environ **150 kg/m³**.

11 MATERIAUX

11.1 BETON COMPACTE AU ROULEAU

L'étude détaillée du BCR du barrage est présentée en ANNEXE 10.

11.1.1 PROVENANCE DES GRANULATS

Les granulats du BCR seront produits à partir des matériaux issus des terrassements effectués sur le talus aval du barrage et dans le rocher de fondation. Un complément de carrière est également nécessaire pour palier au déficit de potentiel de matériaux (matériaux impropres à la réutilisation, pertes, utilisation de déblais pour l'organisation des installations de chantier...).

Le volume total de BCR nécessaire au projet est d'environ 55 000 m³. Un béton compacté au rouleau nécessite environ 2,2 t de granulats par mètre cube réalisé. Le poids des granulats nécessaire est donc d'environ 120 000 tonnes.

Le volume total des déblais est d'environ 59 000 m³. Le poids total de matériaux disponibles pour la fabrication des granulats à BCR est d'environ 125 000 tonnes. Avec une marge sécuritaire d'environ 20%, il faut prévoir environ 150 000 tonnes de granulats soit un apport extérieur estimé à environ 30 000 tonnes.

Des essais de production de granulats ont été réalisés à partir de matériaux prélevés sur le parement aval. Ces matériaux ont été criblés à 40 mm, les éléments supérieurs ont été à nouveau concassés puis criblés. Au total, 9,4 tonnes de matériaux ont été testées, 4 classes de granulats ont été produites :

- 0/40 mm ;
- 0/6 mm ;
- 6/20 mm ;
- 20/40 mm.

11.1.2 QUALITE DES GRANULATS

Les résultats des essais réalisés sur les matériaux prélevés en 2014 et 2020 sont présentés ci-dessous.

Tableau 33 : Synthèse des résultats des essais en laboratoire réalisés en 2014

ESSAIS D'IDENTIFICATION			Granulométrie par tamisage				Essai à l'usure Micro Deval 10/14	Essai Los Angeles 10/14	Essai de Gel 4/8	Essais de copression simple	Vitesse longitudinale
Sondages	Profondeurs	Description	% de passant				NF EN 1097-1	NF EN 1097-2	NF EN 1367-1	NF P-94-420	NF P-94-411
-	m	XP P94-011	Dmax(mm)	à 50mm	à 2mm	à 80µm	%	%	%	Mpa	m/s
			NF P94-056								
SC1	4.8-6.40	GRAVES concassées					24.4	23.6	0.3%		
SC1	6.40-7.90	GRAVES concassées									
SC1	12.20-13.60	GRAVES concassées					25.4	27.0	0.6%		
SC3	1.30-2.20	GRAVES concassées					18.2	21.1	0.3%		
SC3	10.50-11.40	GRAVES concassées					19.4	23.9	0.4%		
G1		GRAVES anguleuses	120	52.3	15.5	5.3					
G2		GRAVES anguleuses	100	71.0	24.4	8.1					
G3		GRAVES anguleuses	150	39.6	24.9	9.1					
G4		GRAVES anguleuses	100	65.4	24.8	8.6					
SC1	9.1-9.3m	Gneiss								23.3	3063
SC1	12.4-12.6	Micaschiste								53.2	
SC1	18.6-18.8	Gneiss								36.6	2356
SC2	8.35-8.6	Gneiss								43.7	2701
Sc3	11.8-12.0m	Micaschiste								63.6	

Tableau 34 : Synthèse des résultats des essais en laboratoire réalisés en 2020

Programme des essais des matériaux de la tranchée	Valeur au bleu (norme sol)	Valeur au bleu (norme granulat)	Essais MDE	Essai LA	Masse volumique réelle	Coefficient d'aplatissement
Echantillon	NFP 94-068	NFEN 933-9	NF EN 1097-1	NF EN 1097-2	NF EN 13383-2	NF EN 933-3
0/31.5		2.4				
0/31.5						29
0/31.5		2.4				
0/31.5	0.21					
0/31.5	0.25					
0/31.5					2.6	
0/6	0.23					
0/6		1.9				
0/6	0.21					
6/20			25	25		
6/20			26	26		
6/20				26		
6/20						28
20/40						12
Fuseau BCR -ech 1					2.6	
Fuseau BCR -ech 2					2.6	
Fuseau BCR -ech 3					2.6	

Les résultats des essais micro-Deval sont homogènes avec des valeurs comprises entre 19% et 26%. Il en est de même pour les valeurs obtenues par essais Los Angeles avec des valeurs comprises entre 21% et 27%. La somme des deux valeurs est comprise entre 39% et 52% selon les échantillons.

La norme relative aux enrochements classe les enrochements avec un micro-Deval inférieur à 30 comme enrochements pouvant être utilisés dans un « environnement modérément abrasif comme mers avec de grosses vagues occasionnelles ou une action du courant chargé de sédiment ».

Les résultats des micro-Deval et Los Angeles peuvent également être examinés en utilisant la norme P18-540 relative à la qualité des granulats dont est issu le tableau suivant.

Tableau 35 : Grille de référence de la norme P18-540

Catégorie	LA + MDE	ET	LA	ET	MDE
	Vss				
B	35	ET	25	ET	20
C	45		30		25
D	55		35		30
E	80		45		45
F	Pas de spécifications mais FTP renseignée				

Cette grille permet de classer la résistance au frottement des granulats pour les usages courants (béton notamment). Les meilleurs granulats sont en classe B et les moins bons en D. Deux échantillons sur six se classent dans la catégorie C (bon) et quatre en classe D (moyen à bon). Ces résultats sont satisfaisants et compatibles avec des spécifications classiques de BCR.

Les valeurs au gel sont homogènes et inférieures à 0,6%.

Les résistances à la compression sont comprises entre 23 et 64 MPa, valeurs attestant d'une qualité moyenne pour un enrochement selon la grille suivante proposée par l'AFTES. Leurs caractéristiques sont probablement altérées par la microfissuration.

Tableau 36 : grille AFTS

CLASSES	VALEURS DE RESISTANCE EN COMPRESSION UNIAXIALE σ_c	TERMES DESCRIPTIFS DE RESISTANCE
RC 1	$\sigma_c > 200$ MPa	Résistance extrêmement élevée
RC 2	$100 \text{ MPa} < \sigma_c < 200$ MPa	Résistance très élevée
RC 3	$50 \text{ MPa} < \sigma_c < 100$ MPa	Résistance élevée
RC 4	$25 \text{ MPa} < \sigma_c < 50$ MPa	Résistance moyenne
RC 5	$5 \text{ MPa} < \sigma_c < 25$ MPa	Résistance faible
RC 6	$1 \text{ MPa} < \sigma_c < 5$ MPa	Résistance très faible
RC 7	$\sigma_c < 1$ MPa	Résistance extrêmement faible

Tableau 5 - Classes de résistance en compression uniaxiale

Les indices de continuité sont compris entre 39 et 51% traduisant une continuité faible à moyenne qui n'est pas surprenante pour ce type de roche.

Les résultats des essais de valeur au bleu suivant les normes sol (NFP 94-068) et granulat (NF EN 933-9) montrent que les fines des classes granulaires présentent une faible argilosité.

Les coefficients d'aplatissement sont compris entre 12 et 29.

Les masses volumiques réelles du 0/31,5mm et du mélange pour le BCR sont d'environ 2,6 tonnes/m³.

11.1.3 ANALYSE DES AGREGATS VIS-A-VIS DU RISQUE D'ALCALI-REACTION

Le LERM a réalisé une étude dans le but de qualifier, vis-à-vis de l'alcali-réaction, les fractions 0/6 mm, 0/31,5 mm et 20/40 mm des matériaux provenant de la tranchée en vue de leur utilisation dans la fabrication du BCR. L'étude a permis de dégager les points suivants selon les prescriptions du fascicule de documentation FD P 18-542, « Critères de qualification des granulats naturels pour béton hydraulique vis-à-vis de l'alcali-réaction » :

- La nomenclature de la grave 0/31,5 mm correspond à celle d'une Grave Gneissique. D'un point de vue pétrographique, sa teneur en espèces minérales réactives aux alcalins (6 %) est supérieure au seuil de 4 % ; la qualification poursuivie, sur la globalité de l'échantillon, par un essai accéléré « Microbar », aux rapports C/G = 2 et 5, (essai crible) selon la norme NF P 18-594 § 5.2, présente à C/G = 2, une expansion moyenne proche mais toutefois inférieure au seuil limite de 0,11 % ;
- La nomenclature de la roche dont est issu le gravillon 20/40 mm correspond à celle d'un Gneiss ; d'un point de vue pétrographique, sa teneur en espèces minérales réactive (2 %) est inférieure au seuil de 4 %.

Ces deux échantillons de granulats révèlent toutefois des indices texturaux qui peuvent être associés à la présence de silice réactive.

- L'échantillon de sable 0/6 mm est ici uniquement qualifié par l'essai crible « Microbar » aux mêmes rapports C/G que précédemment ; il présente des expansions moyennes inférieures au seuil limite de 0,11 % (en toute rigueur, selon les dispositions du fascicule de documentation FD P 18-542, un examen pétrographique doit être réalisé au préalable),

Au final, les échantillons provenant de la tranchée « SCA », sable 0/6, grave 0/31,5 et gravillon 20/40, se comportent vis-à-vis de l'alcali-réaction comme des granulats **Non Réactifs (NR)**.

Toutefois, deux points de vigilance sont relevés :

- la présence d'indices texturaux sensibles en milieu alcalin, en relation avec la roche d'origine des granulats (Gneiss), relevée à la fois dans le gravillon 20/40 et la grave 0/31,5 ;

la valeur d'expansion de la grave proche du seuil limite de l'essai « Microbar » à C/G = 2.

11.1.4 FORMULATIONS THEORIQUES DU BCR

Deux formulations de BCR ont été considérées dans les calculs thermomécaniques (cf. ANNEXE 9) :

- une première formulation notée "BCR1" avec 110 kg/m³ de liants dont 60 kg/m³ de clinker,
- une deuxième formulation notée "BCR2" avec 60 kg/m³ de liants dont 40 kg/m³ de clinker.

Le liant est un mélange de ciment et de matériaux pouzzolaniques. Il est en effet courant d'utiliser dans les BCR modernes de fortes proportions de matériaux pouzzolaniques, couramment jusqu'à 2/3 du poids du liant, pour leurs propriétés de faible dégagement de chaleur, leur rôle de retardateur de prise, d'amélioration de la durabilité du BCR, de gain de résistance à long terme et d'amélioration de l'ouvrabilité.

Le ciment considéré dans l'étude thermomécanique est un CEM II/B. Les deux formulations suivantes ont été étudiées dans le cadre des études thermomécaniques.

Tableau 37 : Formulations et caractéristiques de BCR considérées

		Formulation 1	Formulation 2
Clinker	(kg/m ³)	60	40
Autres liants	(kg/m ³)	50	20
Total liants	(kg/m³)	110	60
Rc 28j	(MPa)	9	4.5
Rc 90j	(MPa)	12	6
Rc 365j	(MPa)	15	7.5
Rtm 28j	(MPa)	1.3	0.8
Rtm 90j	(MPa)	1.6	1.0
Rtm 365j	(MPa)	1.8	1.1
E_inst	(GPa)	26	24
E_moyen	(GPa)	17	16

Les résistances de ces BCR type ont été estimées respectivement à 12 MPa et 6 MPa pour la résistance à la compression simple et 1,6 MPa et 1,0 MPa pour la résistance moyenne à la traction simple.

Les calculs ont montré que le comportement global est satisfaisant pour les deux formulations aux exceptions suivantes :

- une fissuration de peau est prévisible, en particulier pour la formulation BCR2 : il est nécessaire de protéger le coursier avec un BCR enrichi ou un BCV armé pour éviter tout risque de fragilisation du BCR sous l'effet des écoulements ;
- dans les premières couches en crête situées juste au-dessus des remblais : un BCR de type BCR1 est nécessaire pour éviter les risques de fissuration dans les zones sensibles ;
- d'une façon plus générale et pour les zones où la fissuration peut être préjudiciable : un BCR de type BCR1 est à privilégier.

Le zonage retenu est le suivant :

- le BCR de type BCR1 est retenu entre les niveaux 221,30 m NGF et 260,90 m NGF ;
- le BCR de type BCR2 est retenu entre les niveaux 260,90 m NGF et 267,50 m NGF.

11.1.5 ESSAIS DE FORMULATION DU BCR EN LABORATOIRE

11.1.5.1 Préambule

Des essais de formulation du BCR ont été réalisées entre 2022 et 2023 pour vérifier les hypothèses de résistance considérées dans l'étude thermomécanique.

Le rapport de laboratoire est fourni en ANNEXE 18, les paragraphes suivants en présentent une synthèse.

11.1.5.2 Caractéristiques du liant et des granulats

Les essais ont été réalisés à partir des granulats dont les caractéristiques sont présentées au §11.1.2. Le ciment utilisé est un CEM III/B 42,5 LH/SR PM. Aucun autre liant n'a été utilisé.

A noter que les résultats des essais sur les granulats réalisés par le laboratoire en charge des essais de formulation en 2022/2023 diffèrent légèrement des essais réalisés en 2020. Les matériaux sont globalement plus fins mais les autres caractéristiques restent globalement voisines (LA, masse volumique).

Le fuseau granulaire du BCR a été déterminé à partir des courbes moyennes de 4 coupures granulaires (0/6mm, 6/20mm, 20/40mm et 0/40mm) avec pour référence la courbe de Talbot pour un Dmax de 50 mm.

11.1.5.3 Résultats des essais de résistance

Les résultats des essais de compression et de traction, à la teneur en eau optimale, sont présentés dans les tableaux suivants.

Tableau 38 : Valeurs de résistance du BCR – formulation 1

		Etude thermomécanique	Etude de formulation en laboratoire
Dosage en ciment liants	(kg/m ³)	110 (60 kg de ciment + 50 kg autre liant)	110 (110 kg de ciment)
Rc 28j	(MPa)	9	10,1
Rc 90j	(MPa)	12	12,8
Rc 365j	(MPa)	15	15*
Rtm 28j	(MPa)	1,3	1,7
Rtm 90j	(MPa)	1,6	1,7
Rtm 365j	(MPa)	1,8	Non calculée

*Valeur issue d'une extrapolation des résultats.

Tableau 39 : Valeurs de résistance du BCR – formulation 2

		Etude thermomécanique	Etude de formulation en laboratoire
Dosage en liants	(kg/m ³)	60 (40 kg de ciment + 20 kg autre liant)	60 (60 kg de ciment)
Rc 28j	(MPa)	4,5	5,2
Rc 90j	(MPa)	6	7,3
Rc 365j	(MPa)	7,5	8,2*
Rtm 28j	(MPa)	0,8	Non testée.
Rtm 90j	(MPa)	1,0	1,1
Rtm 365j	(MPa)	1,1	Non calculée.

*Valeur issue d'une extrapolation des résultats.

Les essais DARC de la formulation 1 indiquent une fin de prise après 18h +/- 4 h dans sa plage de teneur en eau et sans ajout d'adjuvant. Les essais de la formulation 2 indiquent une fin de prise après 22h +/- 7h. A ce stade des études, ces données sont indicatives et le paramètre DARC pourra être ajusté en fonction des objectifs de mise en œuvre, du choix du liant définitif et de l'adjuvant choisi.

11.1.5.4 Conclusions

Les principaux enseignements tirés des essais de formulation sont les suivants :

- L'utilisation d'un fuseau 0/40 mm « stérile », issus simplement d'un criblage des déblais, peut rendre complexe la fabrication du BCR en centrale en cas de variabilité entre la surface du parement et le corps du barrage ; elle peut nécessiter un ajustement sur une large plage granulométrique ;
- Les fines apparaissent plus plastiques entre les essais de 2020 et ceux de 2022 ;
- Les objectifs de résistance à 28 jours et 90 jours sont atteignables avec les dosages à 60 et 110 kg/m³ avec les recommandations suivantes :
 - ◆ Utilisation d'un liant pouzzolanique à base de laitier ou de cendres volantes afin de limiter les dosages plus élevés ;
 - ◆ Réalisation d'un criblage systématique du stérile 0/10 mm issu des déblais et la réalisation de deux coupures 0/12,5mm et 12,5/45 mm ; la suppression de la fraction stérile 0/10mm aura des effets bénéfiques sur la résistance des BCR ; il pourra éventuellement être réinjecté en plus ou moins grande proportion dans la formulation suivant ses caractéristiques ;

11.2 BETON COMPACTE AU ROULEAU ENRICHI

Le BCR enrichi est mis en œuvre :

- au contact des galeries de drainage ;
- au contact du rideau de pieux sécants ;
- sur les marches d'escalier en section courante ;

- au contact du rocher de fondation (fond de vallée et en rive) ;

Le BCR enrichi est composé de BCR de type BCR1 ou BCR2 selon le zonage défini au §11.1.4 enrichi avec un coulis de ciment puis vibré. Le BCR est produit par la centrale installée sur le site des deux Lacs.

11.3 BETON CONVENTIONNEL VIBRE

Le béton conventionnel vibré est mis en œuvre dans les ouvrages suivants :

- en section déversante :
 - ◆ bajoyers dont les bajoyers d'entonnement ;
 - ◆ seuil ;
 - ◆ marches d'escalier ;
 - ◆ poutre de couronnement en tête des pieux sécants ;
- section courante :
 - ◆ dalle et voiles de la chambre de restitution ;
 - ◆ dalle en crête et parapet amont ;

Le BCV est livré depuis une centrale de fabrication agréée.

11.4 BETON PREFABRIQUE

A ce stade des études, il est considéré que les cadres des galeries de drainage inférieure et supérieure seront préfabriqués (sur site ou à l'extérieur) et mis en place sur chantier à l'aide d'une grue.

11.5 BETON DRAINANT

Le béton drainant est mis en œuvre dans les ouvrages suivants :

- à l'amont des galeries de drainage inférieure et supérieure ;
- sur le parement amont, sous le DEG, dans le creux des marches en BCR.

Le béton drainant livré depuis une centrale de fabrication agréée. Sa perméabilité est supérieure à 10^{-1} m/s.

11.6 DRAIN FILTRANT

Le drain filtrant a pour objectif d'assurer la filtration de la fraction 0/50 mm de l'enrochement tout en étant drainant. Il est présent en sous-face de la recharge en BCR. C'est un matériau de granulométrie 20/40 mm produit à partir des déblais par concassage criblage.

Ce matériau respecte les critères de filtration vis-à-vis des matériaux constitutifs du corps du barrage :

- critère de rétention : $D_{15} / d_{85} < 4$;
- critère de drainage : $D_{15} / d_{15} > 4$;
- critère de perméabilité : $D_{15} > 0,1$ mm.

12 DISPOSITIF D'AUSCULTATION

12.1 IMPACT SUR LE DISPOSITIF ACTUEL

Le dispositif d'auscultation actuel est présenté au §4.9 et sur les plans en ANNEXE 2.

Les dispositifs suivants sont impactés par les travaux de sécurisation :

- les repères de contrôle planimétrique et altimétrique implantés sur le masque existant (186 à 193) et le parapet (151 à 156) ;
- les repères de contrôle altimétrique implantés sur le parement aval (71 à 80, 418 à 428) et en rive droite (222, 224, 226 et 228) ;
- les piézomètres installés en aval du barrage en rive (19 à 26) ;
- le seuil de mesure de la galerie de l'appui rive gauche.

Les dispositifs existants suivants sont conservés :

- les drains, piézomètres (P1 à P6, P9 à P18) et point de mesures des débits situés à l'intérieur de la galerie périmétrale ;
- les 18 dispositifs de mesures d'écartement des joints (GO1 à GO12, F1, F2, J2, J3a, J3b et JB0) ;
- les dispositifs de mesure de la cote du plan d'eau amont :
 - ◆ les échelles limnimétriques installées sur la tulipe et sur le muret de rive gauche du barrage ;
 - ◆ le limnimètre bulle à bulle implanté sur la tulipe puis dans la chambre de manœuvre de la vanne de vidange rive gauche ;
 - ◆ le radar de mesure installé sur un mat déporté sur la tulipe,
- l'échelle limnique installée sur le bajoyer en sortie de la galerie d'évacuation en rive droite ;
- le pluviomètre.

12.2 DISPOSITIF COMPLEMENTAIRE

Le dispositif complémentaire est présenté sur le plan 19F148-DCE-SCA-014.

Il a pour objectif le suivi :

- des déplacements du masque amont faisant actuellement l'objet d'un suivi ;
- des déplacements de la recharge aval en BCR ;
- le suivi du comportement hydraulique interne du barrage (débit de drainage et piézométrie).

Il comprend :

- 12 repères de contrôle planimétrique et altimétrique implantés sur le DEG (M1 à M12) à proximité des repères existants pour assurer la continuité des observations ;
- 6 repères de contrôle planimétrique et altimétrique implantés sur le parapet en crête (C1 à C6) ;
- 12 repères de contrôle planimétrique et altimétrique implantés sur le parement aval (A1 à A12) ;
- 6 piézomètres ouverts (P1 à P6) implantés en partie basse du parement aval ;
- 4 points de mesures des débits de drainages (F1 à F4) implantés en sortie des nouvelles galeries de drainage supérieures et inférieures et de la galerie existante dans l'appui rive gauche ;
- les drains du DEG débouchent en toit de la galerie périmétrale et le débit drainé est mesuré par le dispositif actuel présent dans la galerie ;

Selon les résultats de la planche d'essai de mise en œuvre du BCR, des sondes de suivi de la température du BCR pourront être installées. Un dispositif de suivi de l'ouverture des joints pourra être également ajouté à posteriori.

13 DETAIL ESTIMATIF

Un détail estimatif des travaux a été réalisé au stade PROJET. Il est présenté sous la forme d'un tableau en ANNEXE 17.

Le montant total des travaux s'élève à 23,22 millions d'euros H.T. et se répartit de la façon suivante :

Marché	Description	Montant
SCA 1	Travaux forestiers et mesures compensatoires	0,302 M€
SCA 2	Rehausse de la RN 106	0,174 M€
SCA 3	Sécurisation du barrage de Sainte Cécile d'Andorge	21,885 M€
SCA 4	Aménagements paysagers	0,731 M€*
	TOTAL	23,092 M€

*Estimation issue de l'AVP des travaux d'aménagement paysagers.

Ce chiffrage a été réalisé sur la base de métrés et de prix unitaires constatés sur des marchés de travaux en cours de réalisation (2022). Les travaux évaluant sur plusieurs années (entre 2024 et 2028), les prix unitaires devront être révisables (cf CCAP).

Les items représentant une part prépondérante dans le coût du projet sont les suivants :

- Le béton compacté au rouleau (type 1, type 2 et BCR enrichi) : le volume total mis en œuvre est de 58 200 m³ représentant un montant total de 7,8 millions d'euros (35 % du montant total) ; le prix unitaire a fait l'objet d'une étude détaillée présentée en ANNEXE 10 (prix unitaire entre 125 et 135 euros HT / m³) ;
- Le béton conventionnel vibré : le volume total mis en œuvre est de 4 250 m³ pour un montant d'environ 1,2 millions d'euros (prix unitaire de 270 euros HT / m³) ;
- Les aciers d'armature : le poids total est d'environ 360 tonnes pour un montant d'environ 940 000 euros (prix unitaire de 2,5 euros HT / kg) ;
- La fourniture et la mise en œuvre du nouveau DEG y/c sa fixation périmétrale (hors travaux préparatoires) représentent un montant de 935 000 euros H.T.
- La nouvelle chambre de restitution représente un coût de 400 000 euros H.T.

Ces 5 postes de dépenses représentent plus de 50% du montant total des travaux.

Sur proposition de l'AMO, une analyse sur l'incertitude du montant des travaux a été réalisée à partir du guide des pratiques internationales de l'AACE (association for the advancement of cost engineering). Ce guide présente un système de classification des coûts estimatifs d'un projet sur la base de sa maturité. Cinq classes sont ainsi définies allant d'une phase équivalente à l'esquisse, jusqu'à la phase d'exécution.

A ce titre, la maturité du projet de Sainte Cécile d'Andorge pourrait se situer entre la classe 2 (niveau PROJET) et la classe 1 (niveau EXE). Le montant des travaux se situeraient dans les fourchettes présentées dans le tableau suivant.

Tableau 40 : Fourchettes estimatives du montant des travaux (Montant de base du marché SCA3 = 21,885 M€)

	Typical variation in low range		Typical variation in high range	
	Classe 1	-10%	-3%	+3%
	19,70 M€	21,23 M€	22,54 M€	25,17 M€
Classe 2	-15%	-5%	+5%	+20%
	18,60 M€	20,79 M€	22,98 M€	26,26 M€

14 ORGANISATION DU CHANTIER

14.1 PERIMETRE DU CHANTIER

Le périmètre du chantier est présenté sur la carte en ANNEXE 3 et sur le plan n°19F148-DCE-SCA-002.

Il inclut :

- le barrage de Sainte Cécile d'Andorge dont le périmètre est étendu en amont et en aval pour intégrer les accès et en rive gauche pour les travaux de rehausse de la RN106 ;
- le site des deux lacs en aval rive droite du barrage comme site principal des installations de chantier ;

La circulation entre les zones de travaux se fera via les voies existantes (RD357 entre le barrage et le site des deux lacs).

14.2 EMPRISE DES TRAVAUX

L'emprise des travaux de sécurisation au droit du barrage est présentée sur la figure ci-dessous.

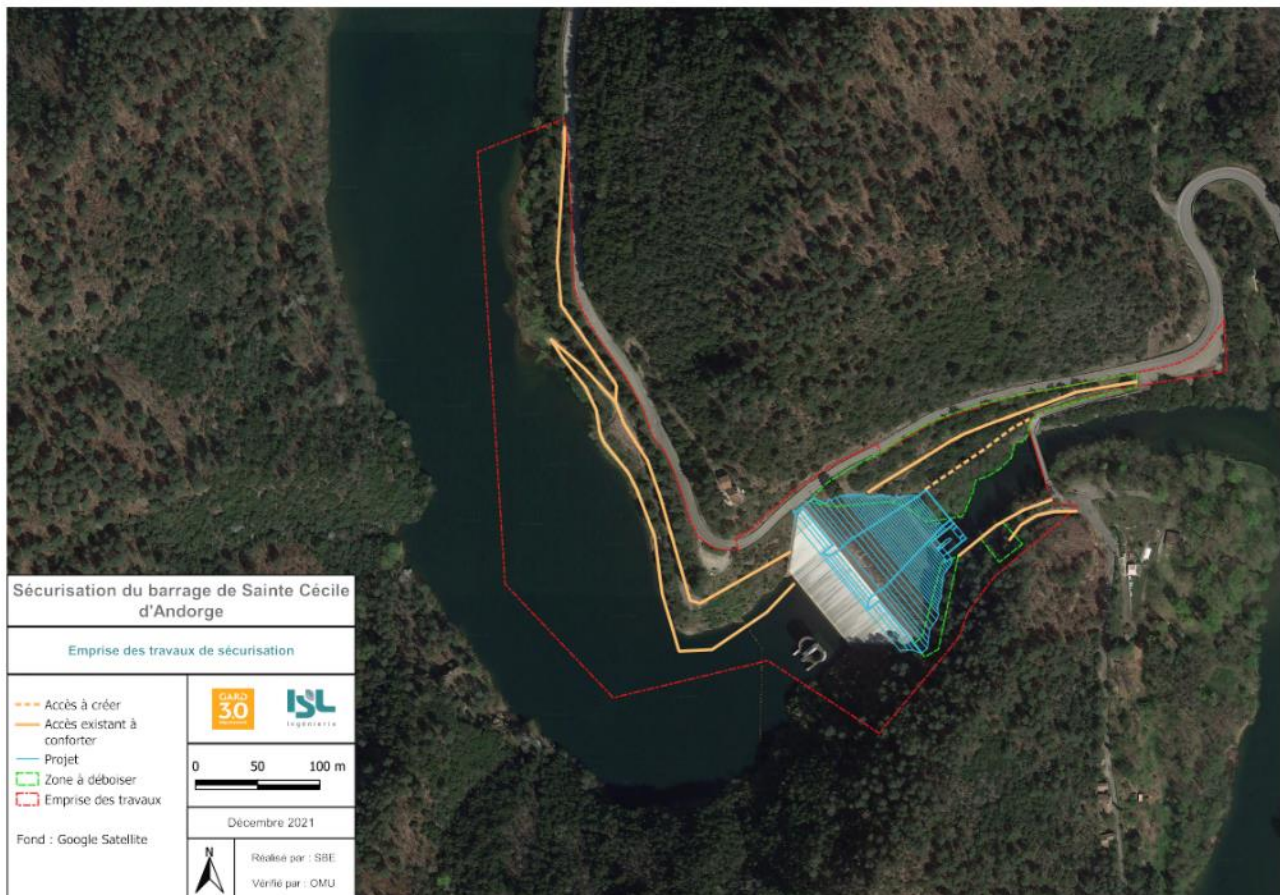


Figure 180 : Emprise des travaux de sécurisation

14.3 INSTALLATIONS DE CHANTIERS - SITE DES DEUX LACS

14.3.1 ORGANISATION DES INSTALLATIONS DE CHANTIER SUR LE SITE DES DEUX LACS

Le site des deux lacs est le site d'installation de chantier. Sa superficie (2,9 ha) permet d'accueillir les équipements listés dans le tableau ci-après.

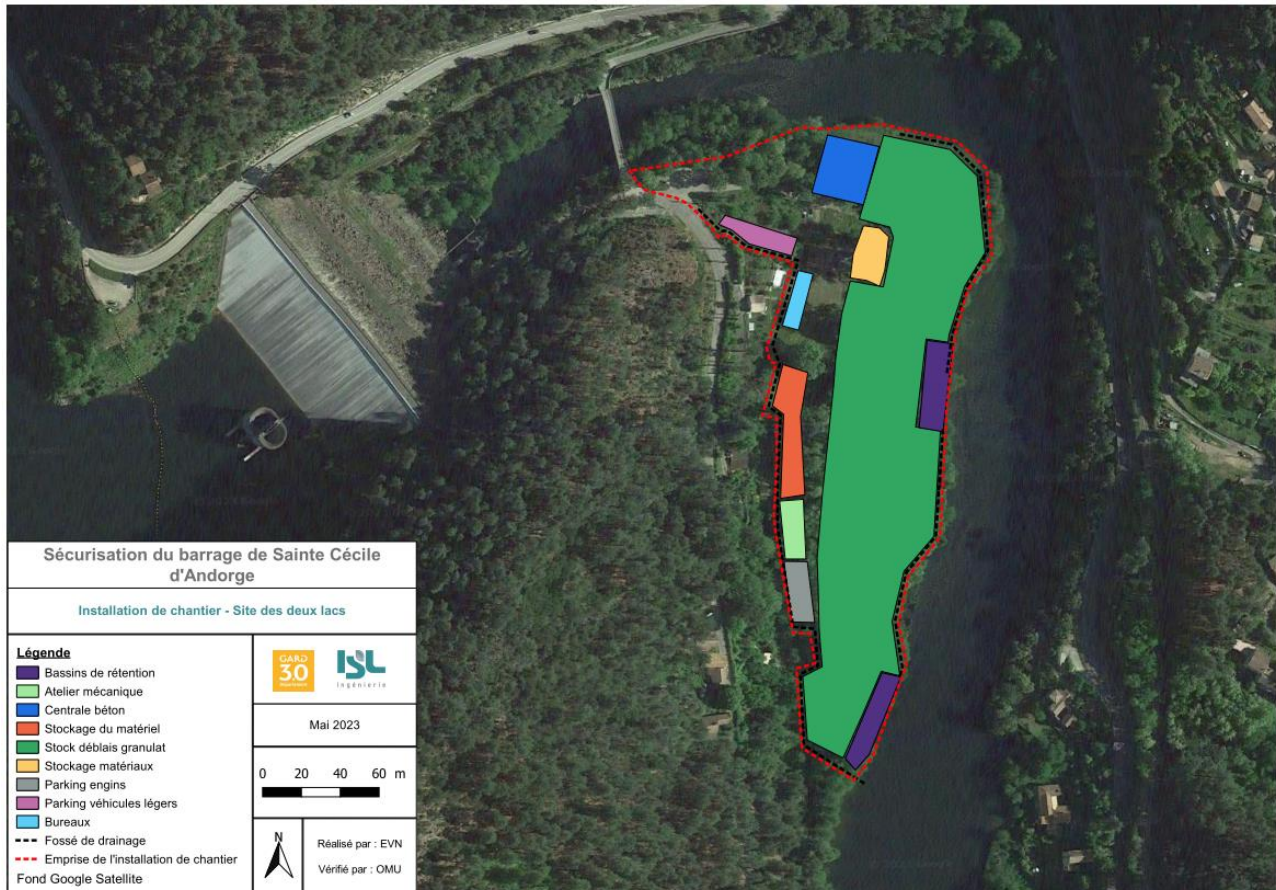


Figure 181 : Plan des installations de chantier sur le site des deux lacs

Tableau 41 : Organisation du site des deux lacs

Équipement	Surface approximative
déblais issus du barrage nécessaires à la fabrication du BCR	15 000 m ²
atelier de concassage criblage	
stocks de matériaux concassés classés par granulométrie	
centrale de fabrication des bétons (BCR)	1 200 m ²
base vie	
bureaux de l'entreprise, du maître d'ouvrage et du maître d'œuvre	500 m ²
locaux nécessaires au personnel (sanitaires, vestiaires, réfectoires)	(2 niveaux de 250 m ²)
parking pour les véhicules légers	350 m ²
atelier d'entretien mécanique	350 m ²
parking pour les véhicules de chantier	900 m ²
zone pour entreposer du matériel	800 m ²
zone pour entreposer des matériaux	1 600 m ²
Voiries de circulation au sein du site des deux lacs (300 ml – 8 ml de largeur)	2 400 m ²
Bassins de décantation	1 100 m ²
SURFACE TOTALE OCCUPEE	24 200 m²

14.3.2 PROTECTION DES STOCKS DE MATERIAUX SUR LE SITE DES DEUX LACS

Les déblais issus du barrage sont stockés sur le site des deux lacs en vue de la production des granulats pour le BCR.

Les stocks de matériaux sont protégés de l'érosion externe en crue par des enrochements libres issus des déblais obtenus après tri des éléments les plus gros.

14.3.3 TRAVAUX PREPARATOIRES

Les installations de chantier sur le site des deux lacs nécessitent les travaux préparatoires suivants :

- débroussaillage de l'ensemble de la zone ;
- abattage des arbres ;
- décapage de la terre végétale sur une profondeur maximale d'environ 30 cm ou bien protection de la terre végétale par un géotextile ;
- transport et stockage de la terre végétale sur un site autorisé présenté par l'Entreprise ;
- mise en œuvre d'une couche de GNT au droit des installations (hors zone de stockage des déblais) ;
- réalisation du drainage du site des installations de chantier ;

- installation des équipements (atelier de concassage/criblage, centrale à béton, atelier mécanique, bureaux, réfectoires, ...).

14.3.4 COMPATIBILITE AVEC LE PPRI

La superposition des installations de chantier et du zonage du PPRI est présentée sur la figure ci-dessous.



Figure 182 : Installations de chantier et PPRI

Selon le zonage du PPRI, les installations sont dans la zone « N-Um et N-Umd : zone non urbanisée inondable par un aléa fort ou située en contre-bas d'une digue et soumise à un aléa fort ».

Les installations de chantiers sont aménagées provisoirement, durant la période des travaux, sur le site des deux lacs. Elles sont organisées de manière à maintenir hors d'eau, sans remblaiement et pour une crue centennale laminée par le barrage, les bureaux, les réfectoires, les sanitaires et les parkings (véhicules légers et engins de chantier).

La centrale à béton et l'atelier de concassage-criblage nécessitent une plateforme plane réalisée à partir des déblais de la zone des travaux. Cette plateforme est calée au-dessus du niveau centennial du Gardon.



Figure 183 : Emprise de la crue centennale (bleu – sans prise en compte du stock de déblai) et installations de chantier

14.3.5 ANALYSE HYDRAULIQUE DES CRUES SUR LE SITE DES DEUX LACS

14.3.5.1 Impact hydraulique de la mise en dépôt provisoire des déblais sur le site des deux lacs pour la crue du PPRi

L'impact hydraulique du stock de matériaux dans sa configuration la plus défavorable vis-à-vis de l'impact hydraulique (volume stocké le plus important et barrant l'accès au lit majeur) est présenté sur le graphique ci-dessous.

Il est estimé pour la crue du PPRi soit 900 m³/s en aval du barrage de Sainte Cécile. La ligne d'eau est surélevée d'au maximum 50 cm, dans une section du cours sans enjeu notable.

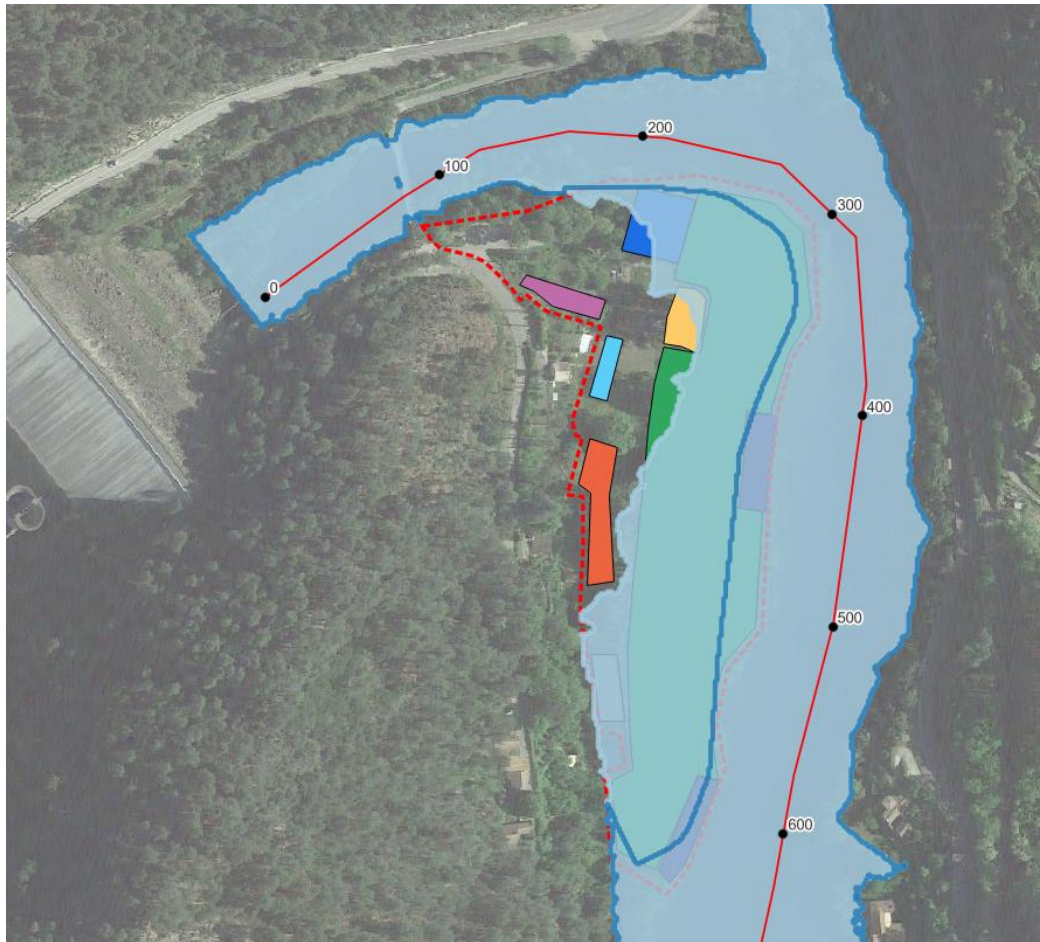


Figure 184 : Emprise de la crue du PPRI (900 m³/s) avec le stock de matériau (contour bleu foncé) et sans (emprise en bleu clair)

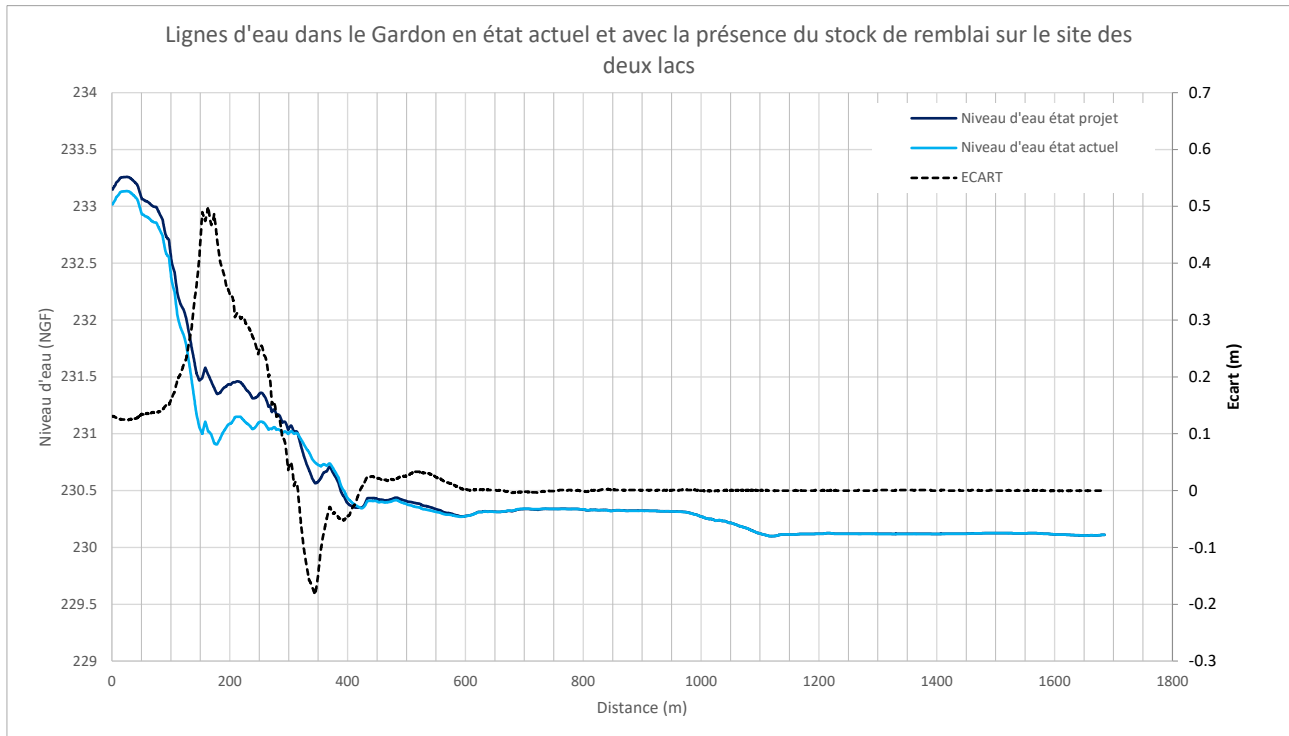


Figure 185 : Ligne d'eau de la crue du PPRI (900 m³/s) avec le stock de matériau (courbe bleu foncé) et sans (courbe bleu clair)

14.3.5.2 Inondabilité des installations de chantier sur le site des deux lacs pour la crue centennale

Les conditions d'inondations du site des deux lacs pour une crue centennale (Q=400 m³/s en sortie du barrage), avec et sans prise en compte du stock de matériaux, sont présentées sur la figure suivante.

La modélisation hydraulique montre que les installations de chantiers (locaux, parking, zone de stockage du matériel) sont hors d'eau avec ou sans prise en compte du stock de matériaux.

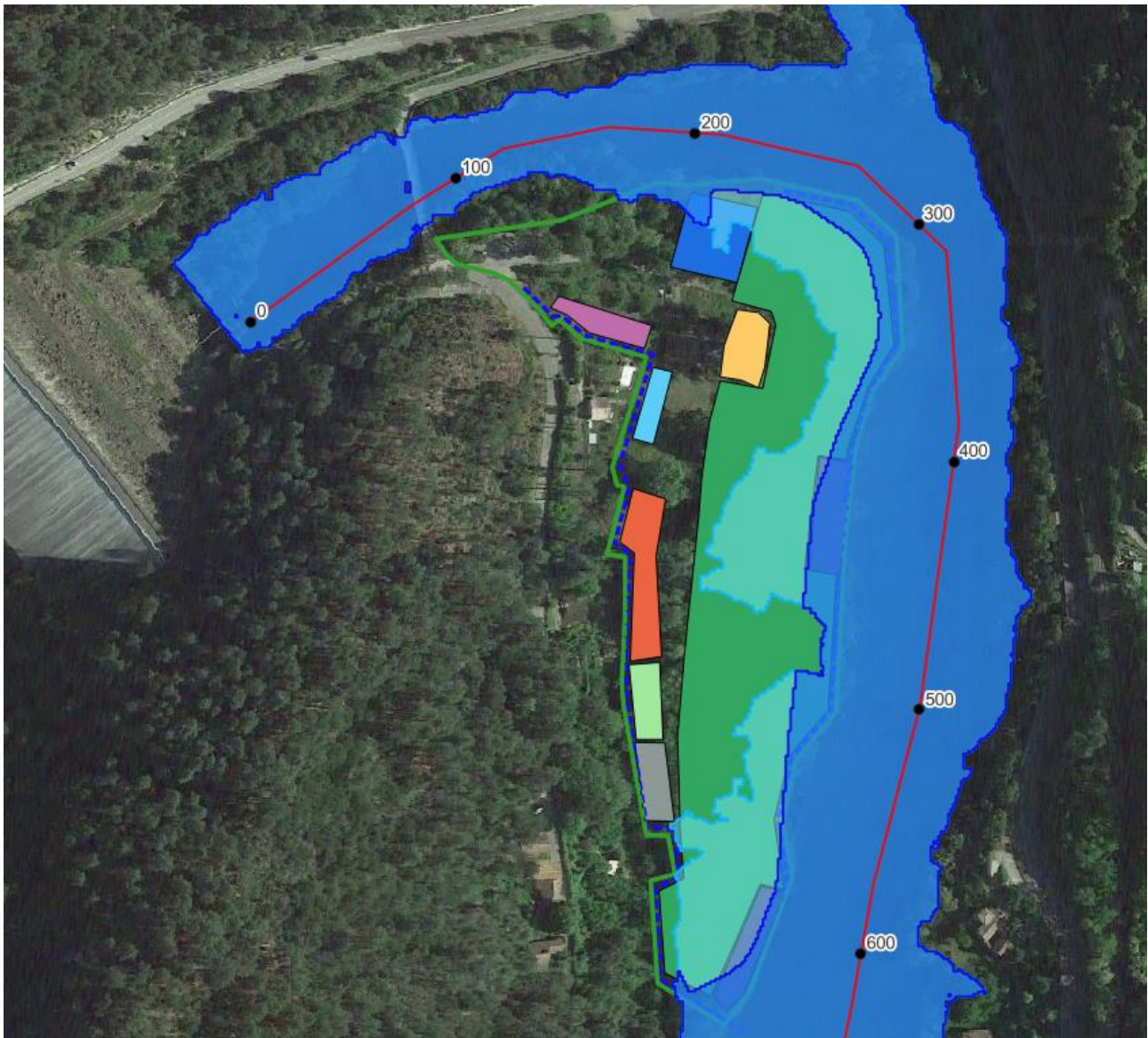


Figure 186 : Emprise de la crue centennale avec le stock de matériau (en bleu foncé) et sans (en bleu clair)

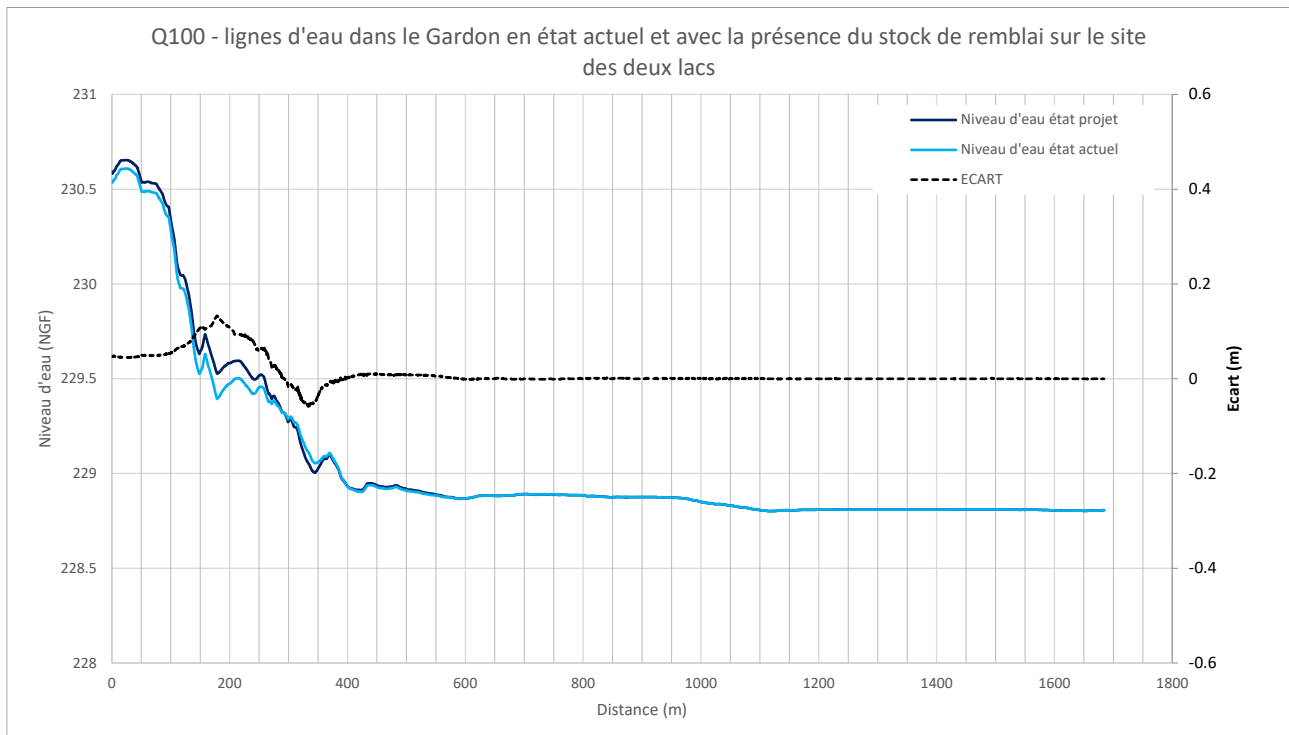


Figure 187 : Impact hydraulique pour Q100 du stock de matériaux sur le site des deux lacs

14.3.6 TRAVAUX DE REMISE EN ETAT DU SITE DES DEUX LACS

Les travaux de remise en état comprennent :

1. Le retrait des équipements, matériels et matériaux entreposés sur le site,
2. Le nivellement du site conformément au projet d'aménagement paysager,
3. La mise en œuvre de la terre végétale décapée initialement, un apport complémentaire est envisagé en vue de garantir la reprise de la végétation sur ce site,
4. Les travaux d'aménagement paysager.

14.4 ACCES

L'accès principal au chantier est la route nationale 106. Elle sera empruntée principalement pour :

- l'évacuation des produits issus de la démolition et du stock de déblais ne pouvant être stocké sur le site des deux lacs ;
- l'approvisionnement du chantier en matériaux (ciment, armatures, granulats d'apport pour le BCR, GNT...) et matériels.

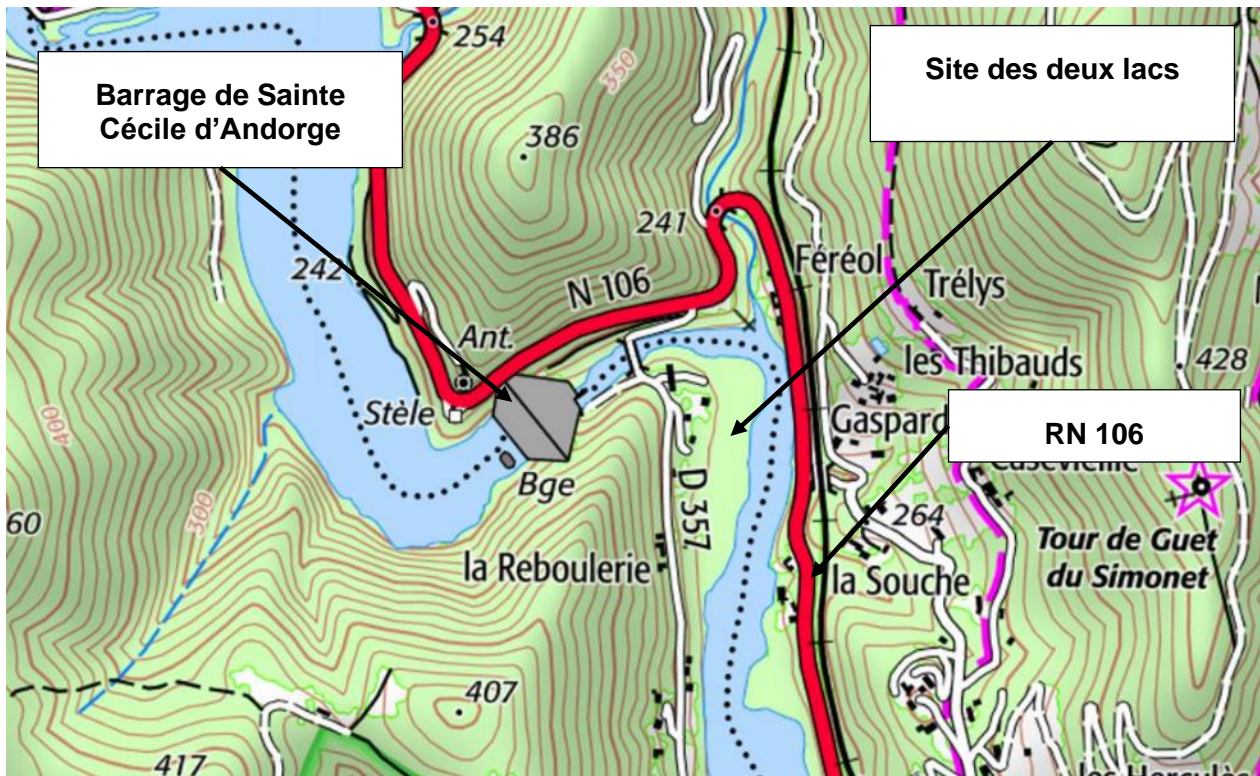


Figure 188 : Accès aux sites des travaux et des installations de chantier

Il est prévu également de créer un accès définitif au pied aval rive gauche du barrage depuis la RD357 et de conforter pour la phase travaux les accès existants (ancienne RN106 en aval et en amont du barrage et la piste permettant l'accès au pied amont du barrage).

Les accès existants seront élargis à 6 m pour assurer le passage des engins en sécurité, des zones de croisement seront créées. Les talus rocheux feront l'objet d'une sécurisation au préalable.

En fin de chantier, les accès seront fermés par des portails sécurisés.

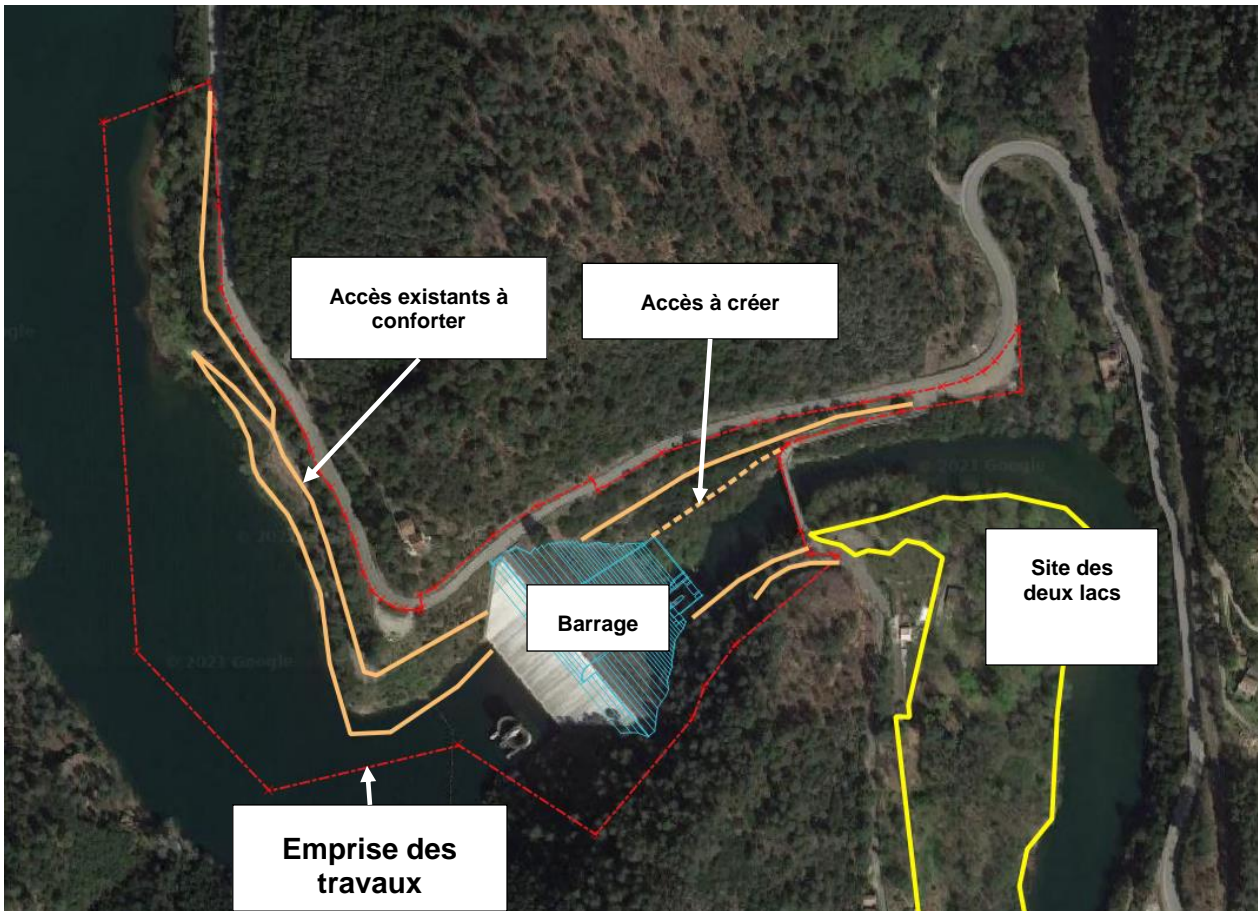


Figure 189 : Accès à l'intérieur de la zone des travaux

15 GESTION DES EAUX DE RUISSELLEMENT SUR LES ZONES DE TRAVAUX

15.1 ZONE DU BARRAGE

Les eaux de ruissellement de la zone du barrage sont collectées dans 2 bassins de décantation :

- un bassin en pied amont du barrage ;
- un bassin en aval rive gauche.

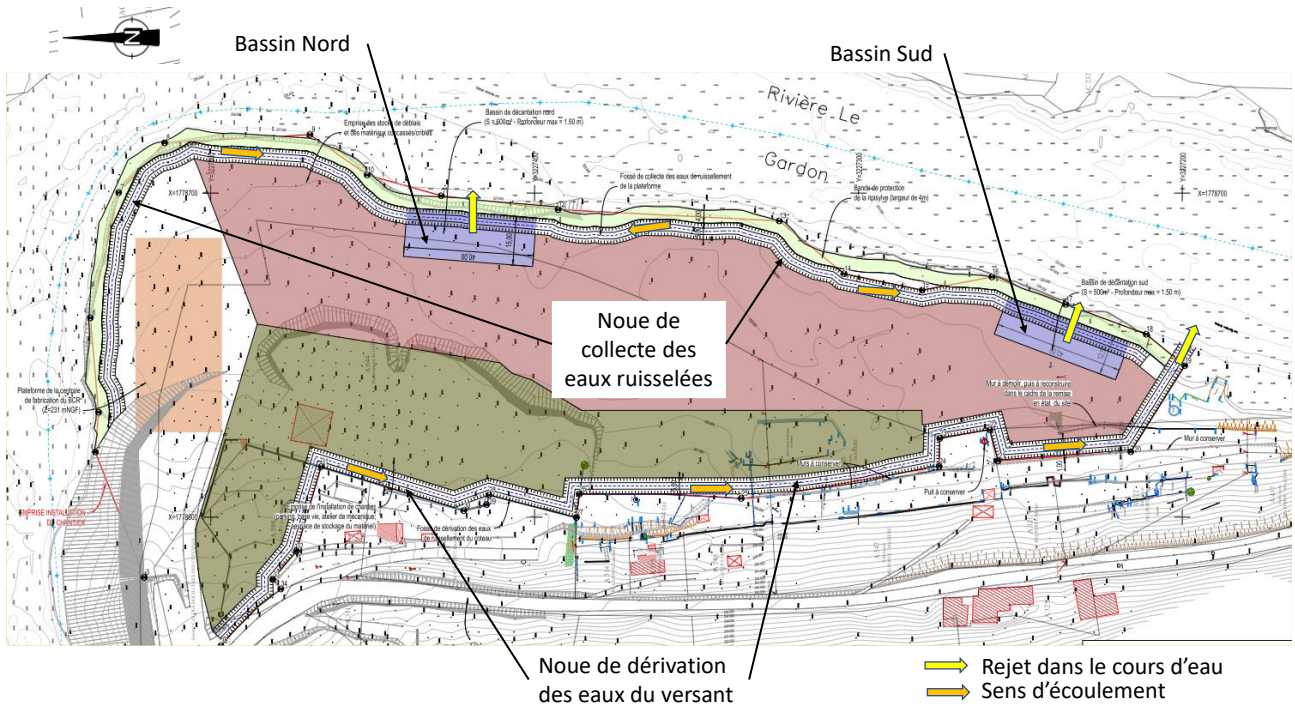
Les dimensions des bassins sont abordées au §15.3.



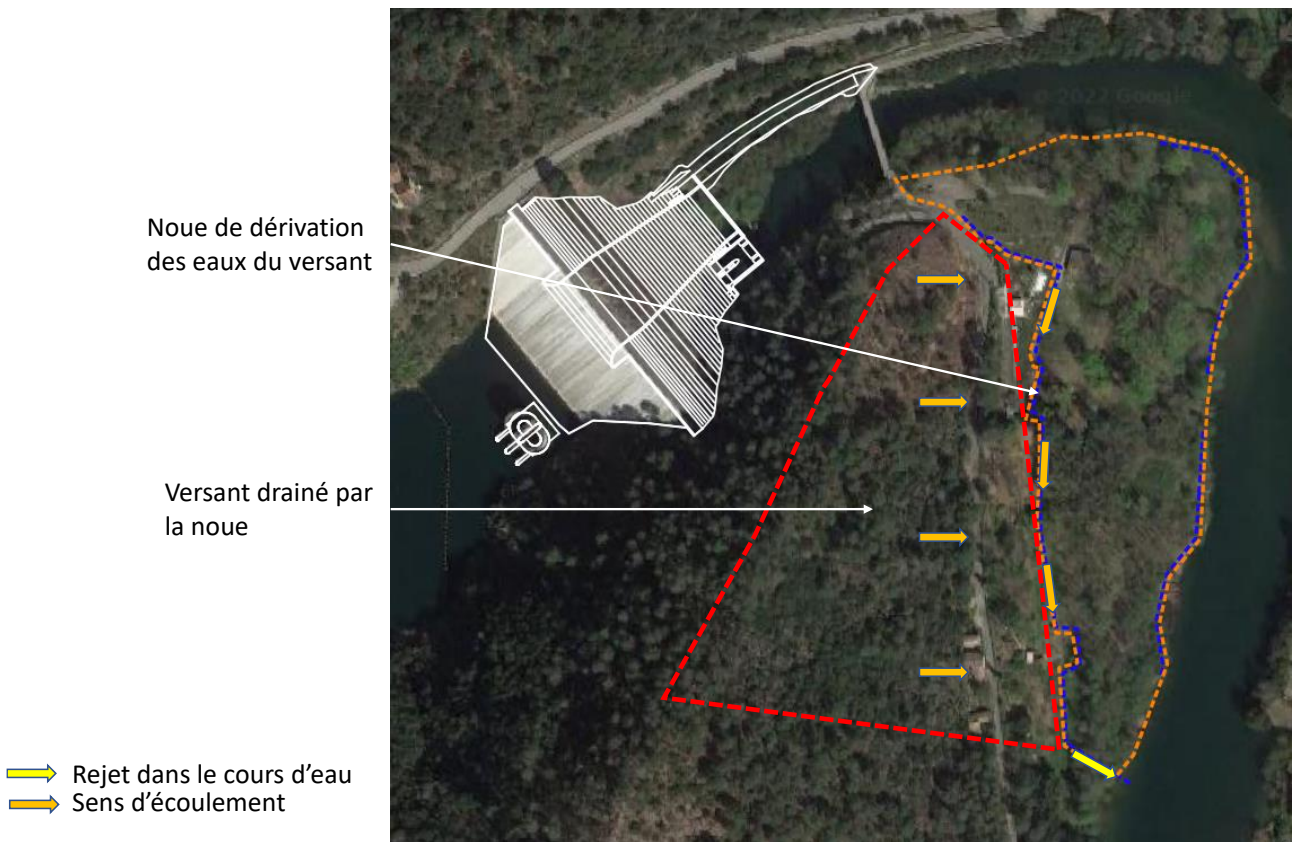
Figure 190 : Implantation des bassins sur le site du barrage et surfaces drainées

15.2 ZONE DES INSTALLATIONS DE CHANTIER DES DEUX LACS

Les eaux de ruissellement de la zone des installations de chantier sont collectées dans 2 bassins de décantation. Une noue périphérique collecte les eaux ruisselées sur l'emprise du site et les dirige vers les deux bassins.



En complément, une noue de dérivation des eaux est aménagée en périphérie Est de la zone du site des deux lacs drainant le versant d'environ 5 ha. Les eaux sont rejetées dans le cours d'eau sans transiter par les installations de chantier.



15.3 PRINCIPE DE DIMENSIONNEMENT

Ces bassins sont dimensionnés pour assurer un abattement de 80% des MES (vitesse horizontale de 1m/s) pour une pluie décennale.

Les caractéristiques des 4 bassins de décantation provisoires sont définies conformément au guide édité par l'Agence Française de la Biodiversité [21].

Les surfaces de bassin sont calculées considérant une pluie décennale sur une surface drainée. La profondeur des bassins est comprise entre 1m et 1,50m,

Les bassins seront enterrés et/ou hors-sol selon l'altitude du terrain naturel après décapage. Ils sont destinés à ne recevoir que les eaux de ruissèlement pouvant être chargées en sédiments. Ils ne seront pas imperméabilisés.

Les bassins en aval du barrage et sur le site des deux lacs sont équipés d'un orifice de fuite, calé au-dessus du niveau d'eau d'une crue vingtennale et d'une surverse. Pour le bassin en amont de SCA, il n'est pas possible de caler l'orifice de fuite au-dessus de Q10. Son orifice est alors calé 50 cm au-dessus de la cote minimale d'exploitation soit 235,5 mNGF.

Ces bassins feront l'objet d'un curage régulier pour retirer les sédiments déposés.

Les caractéristiques des bassins sont présentées dans le tableau suivant.

Tableau 42: Caractéristiques des bassins de décantation

Bassin concerné	Surface drainée	Dimension du bassin	Altitude de l'orifice de fuite.
Bassin Nord du site des deux lacs	~ 3ha 20 % d'imperméabilisation	600 m ²	228,50 m NGF
Bassin Sud du site des deux lacs		500 m ²	228,50 m NGF
Noe de dérivation du site des deux lacs	~ 5ha 20 % d'imperméabilisation	Sans objet	Rejet dans le cours d'eau à la cote 227 m NGF
Bassin aval du barrage	~ 16 ha 50% d'imperméabilisation	360 m ²	229 m NGF
Bassin amont du barrage	< 0,7 ha 100% d'imperméabilisation	350 m ²	235,50 m NGF

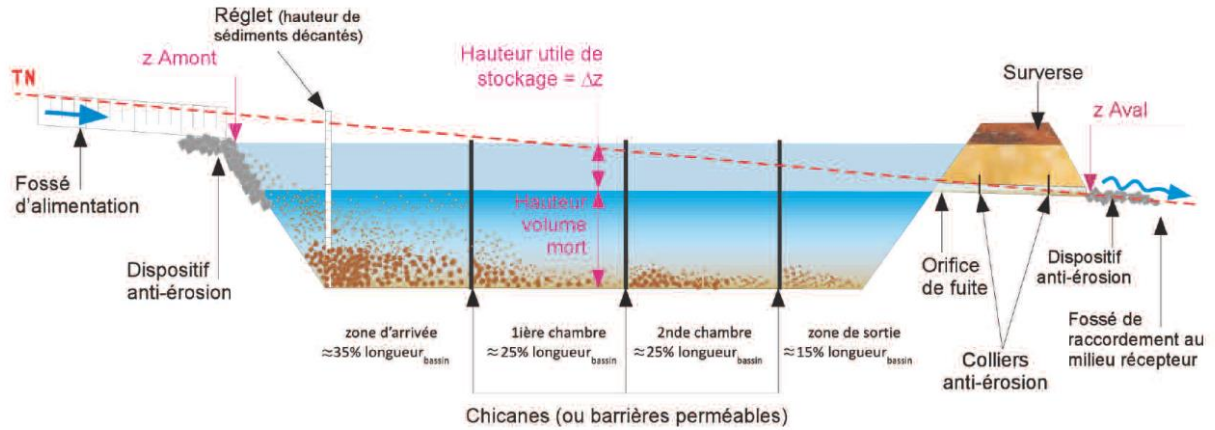


Figure 193 : Coupe-type d'un bassin de décantation (source : [21])

© ASP Entreprises



Bassin de décantation équipé de barrières perméables. L'abattement de la turbidité est visible. Attention néanmoins à ce que le niveau d'eau ne dépasse pas celui des barrières perméables.



Bassin de décantation aux berges végétalisées et équipé de barrières perméables en toile coco.

Figure 194 : Exemples de bassins de décantation (source : [21])

16 GESTION DES RETENUES EN PHASE CHANTIER

Ce chapitre concerne :

- L'abaissement des plans d'eau des barrages des Cambous et de Sainte Cécile d'Andorge pour le besoin des travaux,
- La gestion du soutien d'étiage durant ces périodes-là,
- La gestion du risque de crue durant les travaux du barrage de Sainte Cécile d'Andorge.

Il fait l'objet d'un rapport présenté en ANNEXE 16 et dont la synthèse est présentée ci-dessous.

- Année 1 : Réalisation des travaux forestiers (coupes d'arbre et défrichage de la zone de travaux et de la zone des installations de chantier) et des mesures compensatoires ; le risque de crue est jugé sans conséquence sur cette phase de travaux ;
- Année 2 : année consacrée à la préparation du chantier, les retenues des deux barrages sont gérées conformément au document d'organisation ; le risque de crue est jugé sans conséquence sur cette phase de travaux ;
- Année 3 :
 - ◆ Les travaux de prolongement de la conduite de restitution du barrage de Sainte Cécile d'Andorge nécessitent l'abaissement de la retenue des Cambous à la cote 224,0 m NGF ;
 - ◆ Une crue durant l'année 3 n'aurait pour conséquence que l'inondation de la zone des travaux sur le barrage pour une occurrence supérieure à 50 ans ; la présence du rideau de pieux sécants écarte le risque d'érosion du pied aval du barrage ;
 - ◆ Le volume disponible dans les deux retenues du barrage (1,1 millions de m³ au total) permet un apport complémentaire aux apports naturels de 138 L/s durant la période du 15 juin au 15 septembre (cf. règlement d'eau).
- Année 4 :
 - ◆ Le risque de crue est maîtrisé par un phasage et des dispositions constructives ne diminuant pas le risque de rupture du barrage en l'état actuel ; des barrières de sécurité sont identifiées pour réduire le risque en cas de dérapage du planning.
 - ◆ Le soutien d'étiage est réalisé conformément aux documents d'organisation ;
- Année 5 :
 - ◆ Les travaux de pose du DEG nécessite l'abaissement partiel de la retenue du barrage de Sainte Cécile d'Andorge à la cote 235,0 m NGF ;
 - ◆ Même si les conséquences d'une crue lors de cette phase de travaux sur la sécurité du barrage sont jugées faibles (mise en charge des drains en cours de forage en pied de masque), le risque de crue est maîtrisé par un phasage et des dispositions constructives ; des barrières de sécurité sont identifiées pour réduire le risque en cas de dérapage du planning.

17 PHASAGE ET PLANNING DE REALISATION

Le planning détaillé des travaux est présenté en ANNEXE 4 et le phasage des travaux est présenté sur les plans n°19F148-DCE-SCA-012 et 19F148-DCE-SCA-013. Le chantier se déroulera sur 4 années.

Tableau 43 : Calendrier des travaux

Ouvrage	Année 1	Année 2	Année 3	Année 4	Année 5
1 – évacuateur de crues	<p>Septembre à octobre</p> <p>Réalisation des travaux forestiers sur le site du barrage et des deux lacs</p> <p>Mise en œuvre de mesures compensatoires sur le sur le site du barrage et des deux lacs</p>	<p>janvier à décembre :</p> <p>mobilisation de l'entreprise</p> <p>études d'exécution</p> <p>préparation des accès</p> <p>étude de formulation du BCR et planches d'essais</p> <p>aménagement du site d'installation de chantier</p>	<p>janvier à septembre :</p> <p>Réalisation des pieux sécants</p> <p>Terrassement du parement aval du barrage</p> <p>Mise en œuvre du BCR jusqu'à la cote 239,30 m NGF</p> <p>Prolongement de la conduite de prise d'eau étagée</p>	<p>janvier à juin :</p> <p>terrassement du parement aval et de la crête du barrage à la 262,50 m NGF</p> <p>Mise en œuvre du BCR jusqu'à la cote 257,30 m NGF</p> <p>juin à aout :</p> <p>Terrassement du parement aval et de la crête du barrage à la 259,70 m NGF</p> <p>Mise en œuvre du BCR jusqu'à la crête (possibilité d'étendre la période de mise en œuvre à Septembre)</p> <p>Septembre à décembre :</p> <p>Travaux de finition (aménagement de la crête, installation du dispositif d'auscultation, réalisation des accès définitifs).</p>	

Ouvrage	Année 1	Année 2	Année 3	Année 4	Année 5
2 – masque amont					<p>juin à septembre :</p> <p>Installation de la membrane et travaux associés</p> <p>(nécessite l'abaissement du plan d'eau de Sainte Cécile d'Andorge)</p>
3 – RN106		<p>Mars :</p> <p>Période de préparation.</p> <p>Avril à juillet :</p> <p>Travaux de rehausse de la RN106 y/c la dalle en BA.</p>			

18 RESEAUX

18.1 RESEAU AEP

L'existence d'un réseau d'AEP alimentant le barrage et la nécessité de le dévier provisoirement durant la phase travaux doit être vérifiée avec le maître d'ouvrage.

18.2 RESEAU ELECTRIQUE AERIEN

Le réseau électrique aérien alimentant le barrage via l'entrée de la galerie ovoïde est situé sur l'emprise du futur évacuateur de crues. Il sera dévié provisoirement en phase chantier.

En phase définitive, le réseau pourra transiter via la galerie périmétrale depuis la rive gauche pour éviter le franchissement du futur évacuateur de crues.



Figure 195 : Réseau électrique aérien existant

18.3 RESEAU FIBRE

Le Maître d'ouvrage signale la présence d'un réseau type « fibre » sous la RN106 au droit du barrage qui devra être intégré au projet de rehausse de la route.