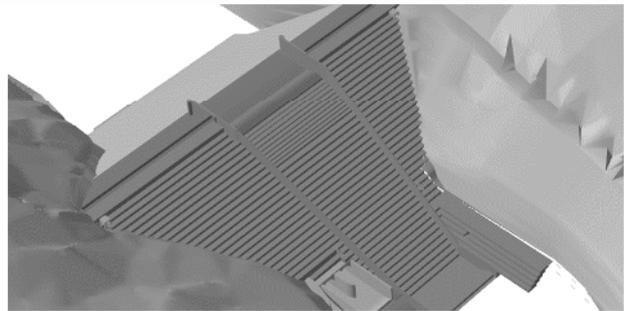




SÉCURISATION DU COMPLEXE HYDRAULIQUE FORMÉ PAR LES BARRAGES DE SAINTE-CÉCILE D'ANDORGE ET DES CAMBOUS

Pièce 9a1

DOSSIER D'AUTORISATION ENVIRONNEMENTALE



CHANGER LE SENS
DE VOTRE QUOTIDIEN

[GARD.FR](https://gard.fr)

Barrage de Sainte-Cécile d'Andorge

Rapport d'études de projet (PRO)

Documents établis par les organismes agréés à l'occasion de la conception des barrages, de l'exécution de leurs travaux et de leur première mise en eau (Arrêté de mars 2017)



Rapport

N° : 19f-148-RM-17

Révision n° : F

Date : 06/10/2023

Votre contact :
Olivier MUNOZ
munoz@isl.fr

CONSEIL DEPARTEMENTAL DU GARD

SECURISATION DU COMPLEXE HYDRAULIQUE FORME PAR LES BARRAGES DE SAINTE CECILE D'ANDORGE ET DES CAMBOUS



// PROJET de sécurisation du barrage de Sainte Cécile

ISL Ingénierie SAS – MONTPELLIER
65 rue Clément Ader
34170 – Castelnau-le-Lez
France
Tel : +33.4.67.54.51.88
Fax : +33.1.40.34.63.36

www.isl.fr



Visa

Document actualisé le 06/10/2023.

Révision	Date	Auteur	Chef de Projet	Superviseur	Commentaire
A	15/12/2021	OMU	OMU	ASA	1ère édition
B	21/02/2022	OMU	OMU	OMU	Intégration des commentaires du MOA et de l'AMO
C	25/04/2022	OMU	OMU	ASA	Intégration des commentaires de l'AMO
D	28/04/2023	OMU	OMU	ASA	Intégration des commentaires des services de l'Etat
E	13/06/2023	OMU	OMU	ASA	Intégration des commentaires du MOA
F	06/10/2023	OMU	OMU	ASA	Mise à jour suite aux retours des services de l'Etat et de l'étude de formulation

ASA : SALMI Akim

OMU : MUNOZ Olivier

Rapport ISL
19F-148-RM-17
Revision F
Sécurisation du complexe hydraulique formé par :
<http://www.isl.fr/r.php?c=210919>



SOMMAIRE

1	INTRODUCTION	1
1.1	CADRE DE L'OPERATION	1
1.2	OBJET DE LA MISSION	3
1.3	Liste des annexes	3
1.4	Liste des plans de projet	6
2	INTERVENANTS AU PROJET	7
3	BIBLIOGRAPHIE	8
4	PRESENTATION DU BARRAGE	9
4.1	SITUATION DU BARRAGE	9
4.2	FICHE SYNOPTIQUE DU BARRAGE EXISTANT	10
4.3	DESCRIPTION ET FONCTIONNEMENT DES OUVRAGES, HISTORIQUE DE LEUR CONSTRUCTION ET DES MODIFICATIONS APPORTEES ULTERIEUREMENT	15
4.3.1	Géométrie de l'ouvrage	15
4.3.2	Evacuateur de crues	16
4.3.3	Dispositif de vidange	17
4.3.4	Dispositif de restitution de faible débit.....	19
4.3.5	La crête	20
4.3.6	Masque.....	21
4.4	TOPOGRAPHIE DE LA CUVETTE ET DU SITE DU BARRAGE	23
4.5	TRAVAUX OU MODIFICATIONS REALISES	25
4.6	CARACTERISTIQUES MECANQUES DE LA FONDATION	25
4.6.1	Géologie du site	25
4.6.2	Rocher de fondation	27
4.6.3	Etanchéité de la fondation.....	28
4.6.4	Drainage de la fondation	29
4.7	MATERIAUX UTILISES POUR LA CONSTRUCTION DES OUVRAGES : PROVENANCE, MISE EN ŒUVRE ET CARACTERISTIQUES ACTUELLES	32

4.7.1	Données bibliographiques	32
4.7.2	Zonage du barrage	32
4.7.3	Phasage de la construction du barrage	33
4.8	PARAMETRES GEOTECHNIQUES RETENUS	36
4.9	DESCRIPTION DU DISPOSITIF D'AUSCULTATION	36
4.9.1	Dispositif d'auscultation	36
4.9.2	Dispositif de mesure	37
4.9.3	Interprétation	37
4.10	RAPPORT DE PREMIERE MISE EN EAU	38
4.11	PROCES-VERBAUX DES VISITES DECENNALES DES OUVRAGES	39
5	PRESENTATION DES TRAVAUX	42
5.1	SYNTHESE DES DIMENSIONS ET CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DU PROJET	42
5.2	CRETE DU BARRAGE.....	43
5.3	PAREMENT AVAL EN BCR.....	45
5.3.1	Section courante	45
5.3.2	Section déversante.....	46
5.3.2.1	Entonnement de l'évacuateur	46
5.3.2.2	Coursier	46
5.4	JOINTS.....	48
5.5	PROTECTION DU PIED AVAL DU BARRAGE.....	49
5.6	DRAINAGE	51
5.7	MASQUE D'ETANCHEITE AMONT	52
5.7.1	Synthèse du diagnostic et de l'AVP	52
5.7.2	Principe d'un DEG	53
5.7.3	Système d'ancrage.....	54
5.7.3.1	Système d'ancrage et de tensionnement.....	54
5.7.3.2	Fixations périmétrales	55
5.7.4	Système de drainage	56
5.7.4.1	Description du système de drainage.....	56
5.7.4.2	Compartimentation du réseau de drainage.....	56
5.7.5	Mise en œuvre du DEG.....	57

5.7.5.1	Purge des blocs sur les versants.....	57
5.7.5.2	Accès.....	58
5.7.5.3	Préparation du support.....	58
5.7.5.4	Levage.....	59
5.7.5.5	Mise en œuvre du géocomposite.....	60
5.7.6	Protection mécanique du DEG.....	60
5.7.7	Etanchéité provisoire.....	60
5.8	REHAUSSE DE LA ROUTE NATIONALE 106.....	61
5.8.1	Préambule.....	61
5.8.2	Conclusions de l'analyse préliminaire des risques.....	61
5.8.3	Description des travaux de rehausse de la RN106.....	63
5.9	PROLONGEMENT DE LA CONDUITE DE RESTITUTION DE LA PRISE D'EAU ETAGEE 65	
5.9.1	Description de la chambre de restitution existante.....	65
5.9.1.1	Génie Civil.....	65
5.9.1.2	Equipements.....	69
5.9.1.3	Problématiques relatives à la chambre de restitution aval.....	74
5.9.2	Hypothèses et contraintes imposées par le projet de sécurisation.....	80
5.9.2.1	Position de la future chambre de restitution.....	80
5.9.2.2	Capacité hydraulique de l'organe de restitution actuel.....	81
5.9.2.3	Position du débitmètre.....	82
5.9.2.4	Remplacement de la vanne existante.....	83
5.9.3	Solution technique retenue.....	83
5.9.3.1	Suppression de la vanne opercule existante.....	83
5.9.3.2	Remplacement des portions de conduites corrodées de la chambre aval.....	83
5.9.3.3	Comblement partiel de la chambre aval existante par un remplissage béton.....	85
5.9.3.4	Réalisation d'un nouveau local pour le débitmètre et la vanne de régulation.....	85
5.10	TRAVAUX ANNEXES.....	93
5.10.1	Démolition et évacuation de l'existant.....	93
5.10.2	Travaux Forestiers et mesures compensatoires.....	96
5.10.3	Travaux préparatoires.....	96
5.10.4	Travaux paysagers.....	97
6	SYNTHESE DES DONNEES TOPOGRAPHIQUES.....	99

7	SYNTHESE HYDROLOGIQUE	100
7.1	BASE REGLEMENTAIRE	100
7.2	PRESENTATION DE LA METHODE SHYPRE	101
7.3	REVISION DE L'ETUDE HYDROLOGIQUE DE 2008	101
7.4	DISTRIBUTION FREQUENTIELLE DES COTES DANS LA RETENUE	101
7.5	HYDROGRAMME DECAMILLENALE MONOFREQUENCE.....	103
8	SYNTHESE GEOTECHNIQUE.....	104
8.1	SYNTHESE DES CAMPAGNES DE RECONNAISSANCE DE 2013 (DOSSIER DE REVISION SPECIALE)	104
8.2	SYNTHESE DES RECONNAISSANCES EN PHASE PROJET.....	105
9	SYNTHESE DES ETUDES HYDRAULIQUES	110
9.1	PREAMBULE	110
9.2	PRESENTATION DES MODELES REALISES	110
9.2.1	Modèle hydraulique numérique tridimensionnel.....	110
9.2.2	Modèle physique	113
9.2.3	Débit étudiés	116
9.2.4	Loi d'évacuation du nouvel évacuateur de crues	117
9.3	ÉCOULEMENT DANS LA RETENUE	119
9.4	ÉCOULEMENT A L'ENTONNEMENT DE L'EVACUATEUR DE CRUES	120
9.5	ÉCOULEMENT SUR LE COURSIER DE L'EVACUATEUR DE CRUES	127
9.5.1	Niveaux d'eau et vitesses.....	127
9.5.2	Revanche	133
9.5.3	Dissipation apportée par le coursier.....	135
9.5.4	Cavitation	138
9.6	ÉROSION AU PIED AVAL.....	144
9.7	INTERACTION ENTRE LES DEUX EVACUATEURS	147
9.7.1	Interaction dans la retenue.....	147
9.7.2	Interaction en aval	147

10	ALEAS DE RUPTURE DU BARRAGE	150
10.1	ETUDE DE STABILITE A L'EQUILIBRE LIMITE ULTIME	150
10.1.1	Préambule	150
10.1.2	Hypothèses de calcul	150
10.1.2.1	Remblai.....	150
10.1.2.2	BCR	152
	Cas de charge	153
10.1.3	Résultat des calculs	154
10.2	STABILITE EXTERNE DU BLOC INFERIEUR	159
10.3	STABILITE INTERNE : MODELISATION THERMO-MECANIQUE 3D	161
10.3.1	Présentation synthétique.....	161
10.3.2	Synthèse et Conclusions.....	163
10.4	ALEA DE RUPTURE PAR SURVERSE.....	163
10.4.1	Origine de la surverse	163
10.4.2	Revanche par rapport au franchissement des vagues.....	164
10.4.3	Revanche par rapport au niveau d'eau et aux tassements.....	165
10.4.4	Débordement du coursier.....	165
10.5	ALEA DE RUPTURE PAR EROSION EXTERNE	165
10.6	ALEA DE RUPTURE PAR EROSION INTERNE	165
10.7	PROTECTION CONTRE LES EMBACLES.....	166
10.8	DIMENSIONNEMENT DU RIDEAU DE PIEUX SECANTS	168
10.8.1	Hypothèses	171
10.8.1.1	Géotechnique.....	171
10.8.1.2	Ecran en pieux sécants	172
10.8.1.3	Modélisation	173
10.8.2	Résultats	174
10.8.2.1	Vérification de butée.....	175
10.8.2.2	Résistance interne.....	176
11	MATERIAUX.....	178
11.1	BETON COMPACTE AU ROULEAU	178
11.1.1	Provenance des granulats.....	178

11.1.2	Qualité des granulats	178
11.1.3	Analyse des agrégats vis-à-vis du risque d'alcali-réaction.....	181
11.1.4	Formulations théoriques du BCR	183
11.1.5	Essais de formulation du BCR en laboratoire	184
11.1.5.1	Préambule.....	184
11.1.5.2	Caractéristiques du liant et des granulats.....	184
11.1.5.3	Résultats des essais de résistance	184
11.1.5.4	Conclusions.....	185
11.2	BETON COMPACTE AU ROULEAU ENRICH	185
11.3	BETON CONVENTIONNEL VIBRE	186
11.4	BETON PREFABRIQUE	186
11.5	BETON DRAINANT	186
11.6	DRAIN FILTRANT	186
12	DISPOSITIF D'AUSCULTATION	187
12.1	IMPACT SUR LE DISPOSITIF ACTUEL	187
12.2	DISPOSITIF COMPLEMENTAIRE	188
13	DETAIL ESTIMATIF	189
14	ORGANISATION DU CHANTIER	191
14.1	PERIMETRE DU CHANTIER	191
14.2	EMPRISE DES TRAVAUX	191
14.3	INSTALLATIONS DE CHANTIERS - SITE DES DEUX LACS	192
14.3.1	Organisation des installations de chantier sur le site des deux lacs	192
14.3.2	Protection des stocks de matériaux sur le site des deux lacs.....	193
14.3.3	Travaux préparatoires	193
14.3.4	Compatibilité avec le PPRI.....	194
14.3.5	Analyse hydraulique des crues sur le site des deux lacs.....	195
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.....	195
14.3.5.2	Inondabilité des installations de chantier sur le site des deux lacs pour la crue centennale 197	

14.3.6	Travaux de remise en état du site des deux lacs	199
14.4	ACCES	199
15	GESTION DES EAUX DE RUISSELLEMENT SUR LES ZONES DE TRAVAUX	202
15.1	ZONE DU BARRAGE.....	202
15.2	ZONE DES INSTALLATIONS DE CHANTIER DES DEUX LACS.....	202
15.3	PRINCIPE DE DIMENSIONNEMENT	204
16	GESTION DES RETENUES EN PHASE CHANTIER	206
17	PHASAGE ET PLANNING DE REALISATION.....	207
18	RESEAUX	209
18.1	RESEAU AEP	209
18.2	RESEAU ELECTRIQUE AERIEN	209
18.3	RESEAU FIBRE	209

TABLE DES ANNEXES - cf Document ci-joint

ANNEXE 1	PLANS EXISTANTS.....	1
ANNEXE 2	PLANS DU PROJET	2
ANNEXE 3	CARTOGRAPHIE	3
ANNEXE 4	PLANNING DES TRAVAUX.....	4
ANNEXE 5	ETUDE HYDROLOGIQUE	5
ANNEXE 6	CAMPAGNE GEOTECHNIQUE	6

ANNEXE 7	RAPPORT DE MODELISATION PHYSIQUE	7
ANNEXE 8	RAPPORT DE MODELISATION HYDRAULIQUE 3D 8	
ANNEXE 9	RAPPORT D'ETUDE DES TASSEMENTS ET THERMOMECHANIQUE	9
ANNEXE 10	ETUDE DE FORMULATION DU BCR	10
ANNEXE 11	ETUDE DE L'EROSION EN PIED AVAL DU BARRAGE 11	
ANNEXE 12	DIAGNOSTIC DU MASQUE AMONT ACTUEL.....	12
ANNEXE 13	AVANT-PROJET DE LA RENOVATION DU MASQUE AMONT.....	13
ANNEXE 14	ANALYSE PRELIMINAIRE DE RISQUE DE LA SURVERSE SUR LA RN106	14
ANNEXE 15	RAPPORT DE PROJET DE LA REHAUSSE DE LA RN106 15	
ANNEXE 16	GESTION DES RETENUES EN PHASE CHANTIER 16	
ANNEXE 17	DETAIL ESTIMATIF	17
ANNEXE 18	RAPPORT D'ESSAIS DE FORMULATION DU BCR 18	

TABLE DES FIGURES

Figure 1 : Projet de sécurisation – vue aérienne	2
Figure 2 : Projet de sécurisation – vue depuis l'aval rive gauche	2
Figure 3 : Projet de sécurisation – vue depuis la RN106.....	2
Figure 4 Situation du barrage de Sainte-Cécile d'Andorge.....	9
Figure 5 : coupe du barrage (zonage théorique avant travaux)	15
Figure 6 : évacuateur de crues.....	16
Figure 7 : tulipe	16
Figure 8 : ouvrage de vidange (coupe).....	18
Figure 9 : ouvrage de vidange (élévation)	18
Figure 10 : prise étagée de restitution	19
Figure 11 : réfection de la crête.....	20
Figure 12 : détail du mur anti-vague.....	20
Figure 13 : composition de l'ancien masque et du masque rénové	21
Figure 14 : traitement entre les bandes (ancien masque et nouveau masque	22
Figure 15 : raccordement du masque à la plinthe.....	23
Figure 16 : Loi hauteur / volume.....	23
Figure 17 : extrait de la carte géologique d'Alès (1/50 000 – BRGM)	26
Figure 18 : Faille « F »	27
Figure 19 : Photo de la réception intermédiaire des fouilles de rive gauche (4/02/1966)	28
Figure 20 : rideau d'injection et absorptions	29
Figure 21 : voile de drainage.....	30
Figure 22 : Drains de la galerie de drainage appui rive gauche (risberme 234 m NGF).....	30
Figure 23 : Galerie de drainage appui rive gauche (risberme 234 m NGF).....	31
Figure 24 : Zonage théorique du barrage.....	32
Figure 25 : phasage de la construction du barrage selon les ordres de service	33
Figure 26 : Granulométrie de phase 1	34
Figure 27 : Granulométrie de phase 2.....	34
Figure 28 : Granulométries de phase 3.....	35
Figure 29 : fuseau granulométrique de phase 3 et granulométries moyennes des phases 1 et 2..	35
Figure 30: Photos de la construction de la phase 1 du barrage.....	36
Figure 31 : Détail de la crête du barrage	44
Figure 32: Parement aval en BCR	45
Figure 33 : Vue 3D de l'entonnement du seuil.....	46
Figure 34 : Principe du ferrailage des marches d'un coursier en marche d'escalier.....	47
Figure 35 – Vue en plan – Implantation des joints.....	48
Figure 36 : Ecran en pieux sécants et cotes minimales de la fosse.....	50
Figure 37 : Principe et phasage de réalisation du rideau de pieux sécants	50

Figure 38 : Détail des galeries de drainage	52
Figure 39 : Coupe du système breveté de fixation (Source Carpitech).....	54
Figure 40 : Principe de tensionnement de la membrane (Source : Carpitech).....	54
Figure 41 : Détail de la fixation périmétrale (source : Carpitech)	55
Figure 42 : Fixation étanche (de gauche à droite : résine d'assise, garniture caoutchouc, fer plats inox, mise en œuvre des ancrages) – source : Carpitech.....	55
Figure 43 : Détails de bande de géodrain additionnelle en pied d'ouvrage (barrage de Salt Springs, Etats Unis 2005, à gauche) et de plaque anti-intrusion (barrage de Sabrina, Etats Unis 2006, à droite) – source : Carpitech.....	56
Figure 44 : Compartimentation du masque	57
Figure 45 : Zone de purge nécessaire à la protection de l'étanchéité amont	57
Figure 46 : Nacelles suspendues mobilisées dans le cadre des travaux sur La Coche en 2018 (source : Carpitech)	58
Figure 47 : Désordres (cloques et fissures) devant faire l'objet d'un traitement avant la pose du DEG	59
Figure 48: Hydrogramme de la surverse sur la RN106	61
Figure 49 : Coupe rive-rive de la dalle en béton sous la RN106 au droit du barrage	62
Figure 50 : Coupe amont-aval de la dalle en béton sous la RN106 au droit du barrage	62
Figure 51 : Coupe-type de la reconstruction de la GBA	63
Figure 52 : Vues en plan et en coupe de la chambre de restitution aval.....	66
Figure 53 : Chambre de restitution aval vue depuis l'aval du barrage	67
Figure 54 : Chambre de restitution aval vue depuis le couronnement du barrage	68
Figure 55 : Eléments de la chambre : Trappe métallique coulissante (à gauche), plateforme en caillebotis (au centre) et échelle d'accès (à droite).....	68
Figure 56 : Etat du parement intérieur des voiles de la chambre de restitution aval	69
Figure 57 : Vues en plan et en coupe du circuit de restitution côté amont.....	69
Figure 58 : Bassin de dissipation en sortie de la conduite de restitution.....	70
Figure 59 : Dimensions du circuit de restitution dans la chambre aval	70
Figure 60 : Système d'évacuation de la chambre de restitution aval : Pompe (à gauche) et sortie des eaux pompées (au centre et à droite).....	71
Figure 61 : Arrivée de la conduite Ø800mm dans la chambre aval (contact avec le GC)	71
Figure 62 : Tronçon de conduite rectiligne avec bride en extrémité (côté amont de la vanne).....	72
Figure 63 : Vanne opercule (vue aval de la vanne)	72
Figure 64 : Petite portion de conduite rectiligne entre la vanne et le coude à 65° (vue aval de la vanne).....	73
Figure 65 : Vue de la vanne et du coude à 65° (depuis la plateforme intermédiaire en caillebotis) 73	
Figure 66 : Branchements situés dans la chambre aval	74
Figure 67 : Coffret de commande de la vanne opercule	74
Figure 68 : Localisation des venues d'eau observées lors de la visite du 02/09/2020	75

Figure 69 : Venue d'eau n°1 observée lors de la visite du 02/09/2020	76
Figure 70 : Mesures d'épaisseur de juillet 2010 (réf [19])	77
Figure 71 : Evolution de la fuite à l'aval de la vanne.....	78
Figure 72 : Extrait du futur aménagement à l'aval du barrage	80
Figure 73 : Superposition d'un plan Projet et d'une vue Google Earth.....	81
Figure 74 : Courbe de débitance de l'organe de restitution actuel en fonction de la cote du plan d'eau amont.....	82
Figure 75 : Remplacement des conduites corrodées dans la chambre aval existante.....	84
Figure 76 : Remplissage en béton de la chambre aval existante.....	85
Figure 77 : Vue 3D du nouveau local de restitution	86
Figure 78 : Implantation des ancrages	87
Figure 79 : Détail sur ancrages (vue vers l'amont)	88
Figure 80 : Traitement du coin rocheux sous le bajoyer RG des pertuis existants (vue vers l'aval)	89
Figure 81 : Dalle de couverture du futur local.....	89
Figure 82 : Pièces de vantellerie	90
Figure 83 : Vue en plan des aménagements extérieurs (escalier).....	92
Figure 84 : Vue en élévation du local (équipements).....	92
Figure 85 : Vue en plan du système de pompage du local et des rainures à batardeau aval	93
Figure 86 : Bâtiments à démolir	94
Figure 87 : Seuil à démolir	95
Figure 88 : Parapet à démolir, glissière à déposer et bitume à décaper.....	95
Figure 89 : Zones déboisées.....	96
Figure 90 : Travaux paysagers.....	98
Figure 91 : Emprise du levé topographique.....	99
Figure 92 : cote dans la retenue de Sainte-Cécile.....	102
Figure 93 – Emprise du modèle hydraulique 3D	110
Figure 94 – Géométrie du modèle hydraulique 3D	111
Figure 95 – Modifications apportées depuis l'AVP	112
Figure 96 – Fond de la fosse en aval des galeries	112
Figure 97 – Configuration fosse retenue dans le modèle	113
Figure 98 : Emprise du modèle physique en phase projet.....	113
Figure 99 : Parties amont du modèle physique (bassin tranquilisateur, paroi ajourée et retenue)	114
Figure 100 : Partie aval du modèle physique	114
Figure 101 : Implantation des mesures de hauteur d'eau.....	115
Figure 102 : Implantation des mesures de vitesse	116
Figure 103 : Implantation des mesures de pression	116
Figure 104 : Mesures de débitance sur modèles et courbe théorique	118

Figure 105 : Iso-valeurs de l'altitude du plan d'eau pour Q10 000.....	119
Figure 106 – Vecteurs de vitesse dans la retenue – Crue décennale	119
Figure 107 : Points de mesure du plan d'eau sur le modèle physique.....	120
Figure 108 : Conditions des écoulements à l'entonnement sur le modèle de l'AVP (bajoyer rive gauche – Q10 000)	121
Figure 109 : Conditions des écoulements à l'entonnement sur le modèle du projet (bajoyer rive gauche – Q10 000)	121
Figure 110 : Conditions des écoulements à l'entonnement sur le modèle physique du projet (Q10 000)	122
Figure 111 : Ligne d'eau pour Q1000.....	123
Figure 112 : Ligne d'eau pour Q10 000.....	123
Figure 113 : Ligne d'eau pour Q100 000.....	123
Figure 114 : Profil en travers de la ligne d'eau sur l'arrête amont du seuil (Q1 000).....	124
Figure 115 : Profil en travers de la ligne d'eau sur l'arête amont du seuil (Q10 000).....	124
Figure 116 : Profil en travers de la ligne d'eau sur l'arête amont du seuil (Q100 000).....	125
Figure 117 : Profil en travers des vitesses mesurées à l'aval immédiat du seuil (Q1 000).....	126
Figure 118 : Profil en travers des vitesses mesurées à l'aval immédiat du seuil (Q10 000).....	126
Figure 119 : Profil en travers des vitesses mesurées à l'aval immédiat du seuil (Q100 000).....	126
Figure 120 : Ligne d'eau le long des bajoyers pour Q1 000	127
Figure 121 : Ligne d'eau le long des bajoyers pour Q10 000	128
Figure 122 : Ligne d'eau le long des bajoyers pour Q100 000	128
Figure 123 : Zone de décollement pour Q1000 (1/2).....	129
Figure 124 : Zone de décollement pour Q1000 (2/2).....	130
Figure 125 : Profil des vitesses pour Q10 000.....	130
Figure 126 : Profil des vitesses pour Q100 000.....	131
Figure 127 – Iso-valeurs de la vitesse en surface dans le coursier – Crue décennale	132
Figure 128 – Iso-valeurs de la vitesse en surface dans le coursier – Crue cent-ennale	132
Figure 129 : Ligne d'eau pour Q10 000 au point H17	133
Figure 130 : Ligne d'eau pour Q10 000 au point H22.....	134
Figure 131 : Ligne d'eau pour Q10 000 au point H27	135
Figure 132 : Représentation des paramètres de calcul	135
Figure 133 : Modèle hydraulique 3D – profil de la charge pour Q10 000.....	136
Figure 134 : Modèle hydraulique 3D – profil de la charge pour Q100 000.....	136
Figure 135 : Modèle physique – profil de la charge pour Q10 000	137
Figure 136 : Modèle physique – profil de la charge pour Q100 000	137
Figure 137 : Mesures de pression.....	139
Figure 138 : Pressions mesurées pour Q1000.....	139
Figure 139 : Pressions mesurées pour Q10 000	140

Figure 140 : Pressions mesurées pour Q100 000	140
Figure 141 – Pression sur les parois du coursier –Q10 000	142
Figure 142 – Pression sur les parois du coursier – Q100 000	142
Figure 143 – Indice de cavitation sur le coursier – –Q10 000.....	143
Figure 144 – Indice de cavitation sur le coursier – Q100 000.....	143
Figure 145 : Lignes de courant et vitesses en aval pour Q10 000	147
Figure 146 : Recirculation observée pour Q10 000 sur le modèle physique de 2019	148
Figure 147 : Courant de recirculation observé lors de la crue d'octobre 2021	149
Figure 148 : Excavations les plus défavorables	150
Figure 149 : Variation de l'angle de frottement en fonction de la profondeur	151
Figure 150 : Zonage des angles de frottement pour la situation actuelle.....	151
Figure 151 : Zonage des angles de frottement pour la situation avec excavation.....	152
Figure 152 : Zone du projet intégrant la recharge en BCR	153
Figure 153 : Situation n°1 – Normale - Etat actuel - FS min = 1,30	154
Figure 154 : Situation n°2 – Transitoire – Excavation - FS min = 1, 15.....	155
Figure 155 : Situation n°3 – Normale – Etat projeté - FS min = 1,81	156
Figure 156: Situation n°3-bis - Normale – C'bcr=0- Etat projeté - FS min = 1,39.....	156
Figure 157 : Situation n°4 – Extrême (défaillance partielle) – Etat projeté - FS min = 1,93.....	157
Figure 158 : Situation n°5 Extrême (défaillance totale) – Etat projeté - FS min = 1,85	157
Figure 159: Situation n°5 - Extrême (Défaillance totale) - C'bcr=0 - Etat projeté - FS min = 1,46	158
Figure 160 : Situation 1 = décrue ou défaillance du masque.....	160
Figure 161 : Situation 2 = Q10 000 et rupture du barrage des Cambous.....	160
Figure 162 : blocs de la situation 1 (à gauche) et 2 (à droite).....	161
Figure 163 – Déplacements verticaux (m) avec cumul de tous les tassements + poussée PHE .	162
Figure 164 – Contraintes principales de traction (kPa), phase par phase.....	163
Figure 165 : Application au cas de Ste-Cécile d'Andorge.....	164
Figure 166 : Module 3 flotteurs de la drome	167
Figure 167 : Drome de Sainte Cécile d'Andorge en fonctionnement	168
Figure 168 : Implantation du rideau de pieux-sécants	169
Figure 169 : Coupe type sur le rideau de pieux sécants.....	169
Figure 170 : Phase provisoire de déblai du masque aval existant.....	170
Figure 171 : Profil géotechnique	171
Figure 172 : Extrait de la norme NF P94-281 – paragraphe 6.4	172
Figure 173 : Extrait de la norme NF P94-281 – annexe B	173
Figure 174 : Modélisation de l'écran dans K-REA	174
Figure 175 : Courbes de résultats (1/2).....	174
Figure 176 : Courbes des résultats (2/2)	175

Figure 177 : Vérification de butée	175
Figure 178 : Lois de comportement des matériaux.....	176
Figure 179 : Résultats du programme SecFer.....	177
Figure 180 : Emprise des travaux de sécurisation.....	191
Figure 181 : Plan des installations de chantier sur le site des deux lacs	192
Figure 182 : Installations de chantier et PPRI	194
Figure 183 : Emprise de la crue centennale (bleu – sans prise en compte du stock de déblai) et installations de chantier.....	195
Figure 184 : Emprise de la crue du PPRI (900 m ³ /s) avec le stock de matériau (contour bleu foncé) et sans (emprise en bleu clair)	196
Figure 185 : Ligne d'eau de la crue du PPRI (900 m ³ /s) avec le stock de matériau (courbe bleu foncé) et sans (courbe bleu clair).....	197
Figure 186 : Emprise de la crue centennale avec le stock de matériau (en bleu foncé) et sans (en bleu clair)	198
Figure 187 : Impact hydraulique pour Q100 du stock de matériaux sur le site des deux lacs	199
Figure 188 : Accès aux sites des travaux et des installations de chantier	200
Figure 189 : Accès à l'intérieur de la zone des travaux	201
Figure 190 : Implantation des bassins sur le site du barrage et surfaces drainées	202
Figure 191 : Implantation des bassins et des noues sur le site des deux lacs	203
Figure 192 : Versant drainé par la noue de dérivation	203
Figure 193 : Coupe-type d'un bassin de décantation (source : [21]).....	205
Figure 194 : Exemples de bassins de décantation (source : [21])	205
Figure 195 : Réseau électrique aérien existant	209

TABLE DES TABLEAUX

Tableau 1: Liste des annexes au rapport de projet.....	3
Tableau 2: Liste des annexes au rapport de projet.....	6
Tableau 3 : Données générales sur le barrage	10
Tableau 4 : Caractéristiques principales sur barrage existant	11
Tableau 5 : caractéristiques climatiques et hydrologiques.....	14
Tableau 6 : volumes de la retenue par tranche	24
Tableau 7 : Recommandations en matière de sureté hydraulique :	39
Tableau 8 : Recommandations en matière d'entretien, d'exploitation et de surveillance de l'ouvrage :	40
Tableau 9 : dimensions et caractéristiques principales du projet.....	42
Tableau 10 : Principales caractéristiques de la chambre de restitution aval existante.....	67
Tableau 11 : caractéristiques Q monofréquence (10 000 ans) – situation exceptionnelle.....	103

Tableau 12 : résultats du laminage Q monofréquence (10 000 ans) – Sainte Cécile d'Andorge – état actuel.....	103
Tableau 13 : Essais dans les sondages carottés en phase 1 (2013).....	104
Tableau 14: Liste des rapports d'interprétation des reconnaissances en phase Projet (2020).....	105
Tableau 15: Synthèse des essais en laboratoire sur les échantillons du masque amont (1/2) ...	106
Tableau 16: Synthèse des essais en laboratoire sur les échantillons du masque amont (2/2) ...	107
Tableau 17: Synthèse de la campagne de forage en aval.....	108
Tableau 18: Synthèse des essais sur les matériaux de la tranchée	108
Tableau 19 – Scénarios simulés sur le modèle numérique	116
Tableau 20 : Scénarios simulés sur le modèle physique	117
Tableau 21 : Taux de dissipation apporté par les marches du coursier	136
Tableau 22 : Moyennes et écart-types des valeurs de pression (mCE).....	141
Tableau 23 : Débits des scénarios étudiés.....	145
Tableau 24 : Profondeur d'érosion selon les différentes approches	145
Tableau 25 : Cote du rocher atteinte après érosion (Q10 000).....	146
Tableau 26 : Angle de frottement dans les 4 zones du barrage.....	151
Tableau 27 : Situations de référence pour le parement aval	154
Tableau 28 : Facteurs de sécurité pour le parement aval.....	159
Tableau 29 : Efforts considérés et coefficient de sécurité.....	161
Tableau 30 : Caractéristiques mécaniques des couches de sol	172
Tableau 31 : Caractéristiques mécaniques de l'écran	173
Tableau 32 : Principaux résultats	175
Tableau 33 : Synthèse des résultats des essais en laboratoire réalisés en 2014	179
Tableau 34 : Synthèse des résultats des essais en laboratoire réalisés en 2020	180
Tableau 35 : Grille de référence de la norme P18-540	181
Tableau 36 : grille AFTS	181
Tableau 37 : Formulations et caractéristiques de BCR considérées.....	183
Tableau 38 : Valeurs de résistance du BCR – formulation 1	184
Tableau 39 : Valeurs de résistance du BCR – formulation 2	185
Tableau 40 : Fourchettes estimatives du montant des travaux (Montant de base du marché SCA3 = 21,885 M€).....	190
Tableau 41 : Organisation du site des deux lacs.....	193
Tableau 42: Caractéristiques des bassins de décantation.....	204
Tableau 43 : Calendrier des travaux	207

1 INTRODUCTION

1.1 CADRE DE L'OPERATION

L'opération a été scindée en trois postes distincts :

- poste 1 : Sainte Cécile d'Andorge – sécurisation du barrage avec rénovation partielle du masque amont ;
- poste 2 : Sainte Cécile d'Andorge – rénovation intégrale du masque amont ;
- poste 3 : Cambous - sécurisation du barrage.

Le présent document s'inscrit dans le déroulé des prestations contenues dans les postes 1 et 2 relatifs à la sécurisation du barrage de Sainte Cécile d'Andorge et la rénovation intégrale du masque amont.

La mission de maîtrise d'œuvre confiée à ISL Ingénierie, en cotraitance avec BRL Ingénierie et MEDIAE, consiste à produire, en particulier pour les deux premiers postes, les éléments suivants :

- POSTE 1 :
 - ◆ OPRN 106 : étude d'opportunité de la RN106 ;
 - ◆ PRO_{sca} : projet de sécurisation du barrage et de la rénovation intégrale du masque ;
 - ◆ ACT_{sca} : assistance au maître d'ouvrage pour la passation des contrats de travaux ;
 - ◆ VISA_{sca} : Visa des études d'exécution ;
 - ◆ DET_{sca} : direction de l'exécution des contrats de travaux ;
 - ◆ AOR_{sca} : assistance lors des opérations de réception et pendant la garantie de parfait achèvement
 - ◆ OPC_{sca} : ordonnancement, pilotage et coordination du chantier ;
- POSTE 2 :
 - ◆ DIAG_{masq} : diagnostic du masque ;
 - ◆ AVP_{masq} : avant-projet de la rénovation du masque ;
 - ◆ PRO_{masq} : projet de la rénovation intégrale du masque ;
 - ◆ ACT_{masq} : assistance au maître d'ouvrage pour la passation des contrats de travaux ;
 - ◆ VISA_{masq} : Visa des études d'exécution ;
 - ◆ DET_{masq} : direction de l'exécution des contrats de travaux ;
 - ◆ AOR_{masq} : assistance lors des opérations de réception et pendant la garantie de parfait achèvement
 - ◆ OPC_{masq} : ordonnancement, pilotage et coordination du chantier ;

Le présent document constitue le rapport d'études de Projet (PRO_{sca} et PRO_{masq}) de la sécurisation du barrage de Sainte Cécile d'Andorge et de la rénovation intégrale de son masque amont.

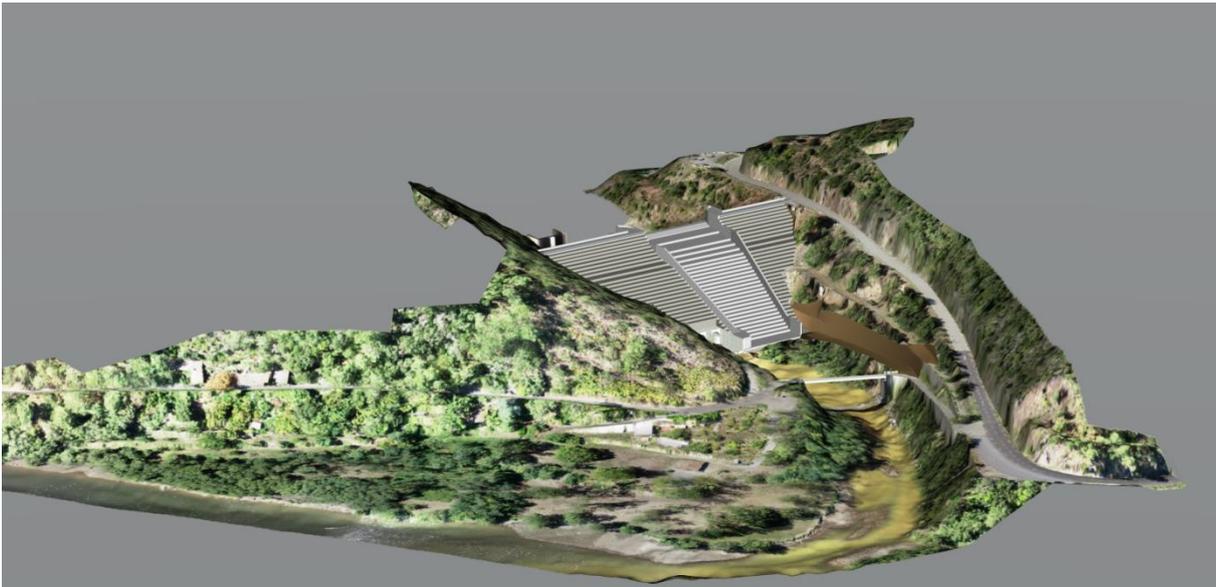


Figure 1 : Projet de sécurisation – vue aérienne

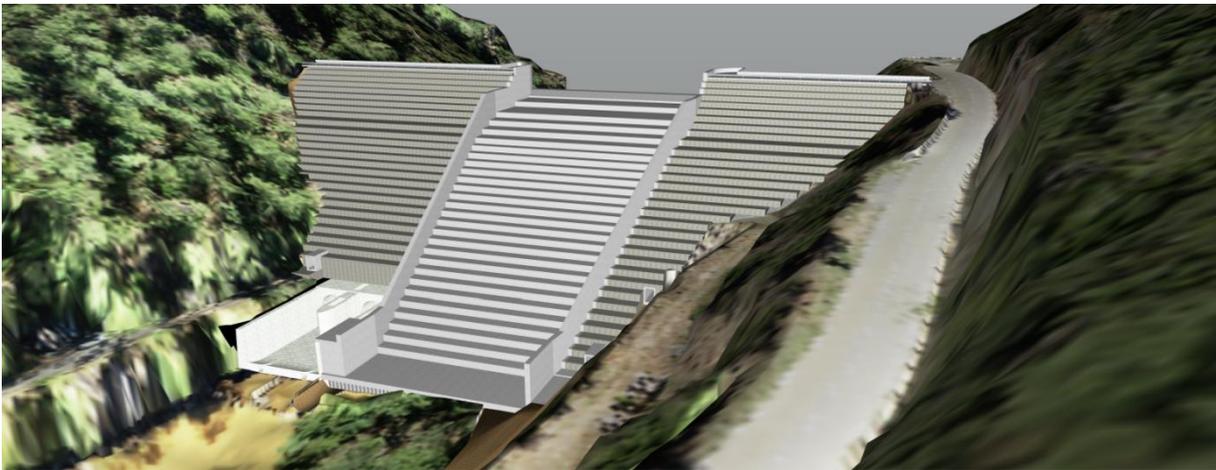


Figure 2 : Projet de sécurisation – vue depuis l'aval rive gauche

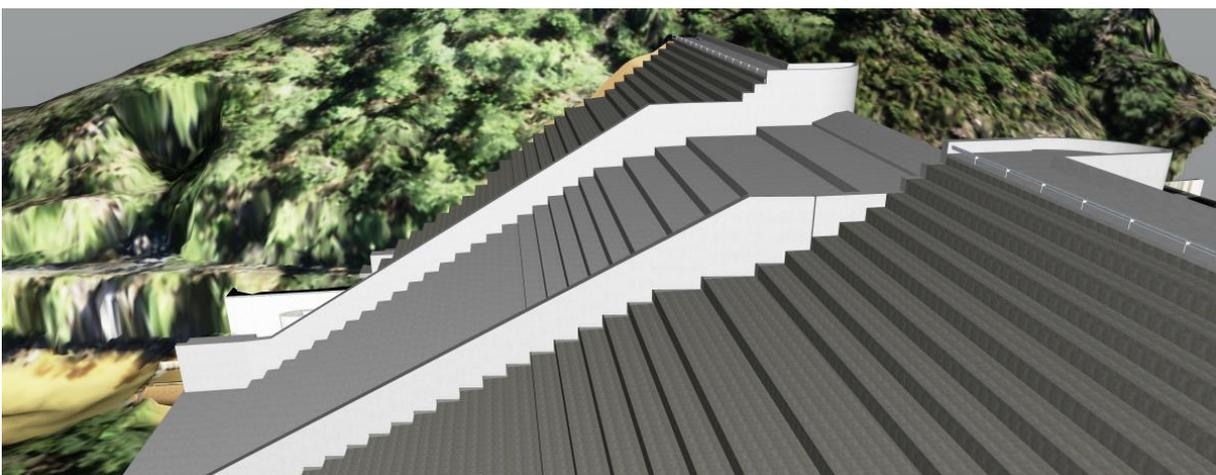


Figure 3 : Projet de sécurisation – vue depuis la RN106

1.2 OBJET DE LA MISSION

Les missions PRO_{sca} et PRO_{masq} ont pour objectifs d'affiner les éléments de conception du nouvel évacuateur de crues et du nouveau masque amont.

Le PRO_{sca} est rédigé dans la continuité des éléments présentés dans le dossier de révision spéciale du barrage [8] consolidés des résultats des études complémentaires réalisées depuis et présentées en annexe (cf. Tableau 1).

Le PRO_{masq} est rédigé dans la continuité des résultats des études suivantes présentées également en annexe (cf. Tableau 1) :

- DIAG_{masq} : diagnostic du masque ;
- AVP_{masq} : avant-projet de la rénovation du masque.

1.3 LISTE DES ANNEXES

Les documents annexes accompagnant le rapport de PROJET sont présentés dans le tableau suivant.

Tableau 1: Liste des annexes au rapport de projet

Annexe	N°	Référence	Contenu
Plans du barrage existant	ANNEXE 1		Cette annexe présente un recueil de plans du barrage existant.
Plans du PROJET	ANNEXE 2		Cette annexe est constituée de l'intégralité des plans émis en phase PROJET
Cartographie	ANNEXE 3		Cette annexe comprend la carte de l'emprise de la retenue normale et de la retenue au niveau des PHE ainsi que la carte des travaux sur le site du barrage
Planning des travaux	ANNEXE 4		Cette annexe présente le planning (Gantt) des travaux.
Etude hydrologique	ANNEXE 5	RM12-09 (ISL, indice F, Octobre 2015)	Cette annexe (issue du dossier de révision spéciale) présente l'étude hydrologique.
Campagne géotechnique complémentaires	ANNEXE 6		Cette annexe présente le rapport géotechnique factuel et l'interprétation faite dans le cadre du dossier de révision spéciale ainsi que les rapports factuels des campagnes réalisées dans le cadre du Projet.

Annexe	N°	Référence	Contenu
Etude hydraulique sur modèle physique	ANNEXE 7	Modèle en similitude Rapport de construction et analyse des résultats (SCP, version 4 juillet 2021)	Cette annexe est constituée par le rapport de modélisation physique.
Etude hydraulique sur modèle numérique 3D	ANNEXE 8	19F-148-RM-4-MH3D_E (ISL, indice E, juin 2021)	Cette annexe est constituée par le rapport de modélisation numérique 3D des écoulements.
Etudes des tassements et thermomécaniques 3D	ANNEXE 9	19F-148-RM-15 (ISL, indice B, Décembre 2021)	Cette annexe est constituée par le rapport présentant les calculs de tassement et de résistance interne du parement en BCR réalisés à l'aide d'une modélisation thermomécanique 3D.
Etude de formulation du béton compacté au rouleau (BCR)	ANNEXE 10	19F-148-RM-14 (ISL, indice B, Décembre 2021)	Cette annexe est constituée par le rapport d'étude de formulation du BCR.
Etude de l'érosion en pied aval du barrage	ANNEXE 11	19F-148-RM-16 (ISL, indice A, Décembre 2021)	Cette annexe est constituée par le rapport d'analyse prédictive de la fosse susceptible de se constituer au pied aval du nouvel évacuateur.
Diagnostic du masque du barrage de Sainte Cécile d'Andorge	ANNEXE 12	19F-148-RM9 (ISL, indice C, juillet 2021)	Cette annexe est constituée par le rapport de diagnostic du masque.
Avant-projet de la rénovation du masque du barrage de Sainte Cécile d'Andorge	ANNEXE 13	19F-148-RM12 (ISL, indice C, juillet 2021)	Cette annexe est constituée par le rapport d'AVP et présente l'analyse comparative de 2 solutions (masque en béton bitumineux ou DEG).
Analyse préliminaire du risque de surverse sur la RN 106	ANNEXE 14	19F-148-RM8 (ISL, indice B, mars 2021)	Cette annexe est constituée par le rapport d'analyse du risque induit par la surverse par la RN106 avec les dispositions arrêtées en phase PROJET.
Projet de la rehausse de la RN 106	ANNEXE 15	19F-148-PRO-SCA (MEDIAE, indice A, octobre 2021)	Cette annexe est constituée par le rapport de PROJET de la rehausse de la Route Nationale n°106.
Gestion des plans d'eau durant les travaux	ANNEXE 16	19F148-RM18 (ISL, indice B, avril 2023)	Cette annexe est constituée par le rapport présentant les dispositions prises pour la gestion des retenues des barrages durant les travaux (abaissement, étiage, crue).

Annexe	N°	Référence	Contenu
Détail quantitatif estimatif	ANNEXE 17		Cette annexe est constituée par le détail estimatif des travaux.
Rapport d'essai de formulation du BCR	ANNEXE 18		Cette annexe les résultats des essais de formulation du BCR réalisés en laboratoire entre 2022 et 2023.

2 INTERVENANTS AU PROJET

Le propriétaire et gestionnaire de l'aménagement hydraulique de Sainte-Cécile d'Andorge, est le **Département du Gard**. Ses coordonnées sont précisées ci-après :

Département du Gard

3 rue Guillemette
30044 NÎMES Cedex 9
Tel : +33 4.66.76.76.76

Plus précisément, le service gestionnaire de l'aménagement hydraulique, au sein du Département du Gard, est le **Service des Grands Ouvrages Hydrauliques (SGOH)**, rattaché à la Direction de l'Eau et la Valorisation du Patrimoine Naturel (DEVPN).

L'assistant au maître d'ouvrage est la société **EDF – CIH** (centre d'ingénierie hydraulique).

EDF Hydro - Centre d'Ingénierie Hydraulique
Savoie Technolac
4 allée Lac de Tignes
73 290 La Motte-Servolex
Tel : +33 4 79 60 60 60

Le maître d'œuvre de la sécurisation du complexe hydraulique formé par les barrages de Sainte Cécile d'Andorge et des Cambous est le groupement **BRL ingénierie - ISL ingénierie – MEDIAE**.

BRL ingénierie 1105 Av. Pierre Mendès France 30000 Nîmes Tel : +33 4 66 87 50 00	ISL ingénierie 65 avenue Clément ADER 34 170 Castelnau le Lez Tel : +33 4 67 54 51 88	MEDIAE Chemin des Oliviers 34400 Lunel Tel : ++33 4 67 99 53 24
---	---	---

3 BIBLIOGRAPHIE

- [1] Coyne et Bellier (1961), Barrage de Sainte Cécile d'Andorge - mémoire justificatif et note de calculs du dossier de conception, novembre 1961.
- [2] BRLi, ISL (2014), Barrage de Sainte Cécile d'Andorge – étude de dangers – rapport principal décembre 2014.
- [3] USBR (2015) Guidelines for hydraulic design of stepped spillway, (September 2015).
- [4] BOES (2012), Guidelines on the design and hydraulic characteristics of stepped spillways.
- [5] Coyne et Bellier (1962), Evacuateur de crues et pertuis – modèle réduit, 16/07/1962).
- [6] CFBR (2013), Recommandations pour le dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages, juin 2013.
- [7] CIGB (2018), Roller compacted dams. Bulletin Technique 177, Octobre 2018.
- [8] ISL (2016), Dossier de révision spéciale du barrage de Sainte Cécile d'Andorge (document A : document généraux 11F110-RM-23 ; document B : documents particuliers concernant les ouvrages existants 11F110-RM-24 ; document C : document particulier concernant les travaux envisagés 11F-110-RM-25).
- [9] ISL (2015), Barrage de Sainte Cécile d'Andorge, Faisabilité d'une mise en eau contrôlée, 11F-110-RM-19, mars 2015.
- [10] USBR (1990), Cavitation in chutes and spillways, Engineering Monograph No. 42, Avril 1990.
- [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.
https://www.academia.edu/31059768/Erodibility_Erodabilit%C3%A9.
- [13] Faivre Anaïs, Blancher Benoit, Lafon Florence (2019), 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, EDF-CIH, Colloque CFBR : « Justification des barrages : Etat de l'art et Perspectives », Chambéry, 27 et 28 novembre 2019.
- [14] EDF DTG (2021), Note technique – Avis technique sur le choix de la mesure de débit de restitution – Barrages de Sainte Cécile d'Andorge et des Cambous.
- [15] Coyne & Bellier, (1966), Plan historique n°239.B.117b – Barrage de Sainte Cécile d'Andorge – Tour partie amont – Plans et coupes – Coffrage.
- [16] Coyne & Bellier, (1966), Plan historique n°239.B.120b – Barrage de Sainte Cécile d'Andorge – Galeries – Tête aval – Coffrage (COYNE & BELLIER, 1966).
- [17] BRL Ingénierie (2013), Barrage de Sainte Cécile d'Andorge – Examen Technique Complet 2013 – Rapport Principal – Décembre 2013.
- [18] ECTM (2009), Rapport de contrôle et d'expertise – Contrôle par ultrason des 2 conduites de vidange et de la conduite de restitution du barrage de Sainte Cécile d'Andorge.
- [19] ORTEC (2010), Rapport d'investigation sur les conduites du Barrage de Sainte Cécile d'Andorge.
- [20] BRLi (2021), Sécurisation du complexe hydraulique formé par les barrages de Sainte Cécile d'Andorge et des Cambous – Barrage des Cambous – Rapport d'études de Projet A00593_CAM_PRO.
- [21] Bonnes pratiques environnementales – protection des milieux aquatiques en phase chantier - Agence Française de la Biodiversité
- [22] ISL (2022) Etude de dangers du barrage de Sainte Cécile d'Andorge – Après travaux (réf. 19F-48-RM-19)

4 PRESENTATION DU BARRAGE

Les éléments présentés dans ce paragraphe sont repris du document B du dossier de révision spéciale [8], document ayant déjà reçu la validation du maître d'ouvrage et de son assistant (EDF), de l'appui technique du Service de Contrôle de la Sécurité des Ouvrages Hydrauliques (INRAE) et du rapporteur du Comité technique Permanent des Barrages et Ouvrages Hydrauliques (M. Bergeret).

4.1 SITUATION DU BARRAGE

Le barrage de Sainte Cécile d'Andorge se situe dans le département du Gard à cheval sur les communes de Sainte Cécile d'Andorge et de Branoux les Taillades.

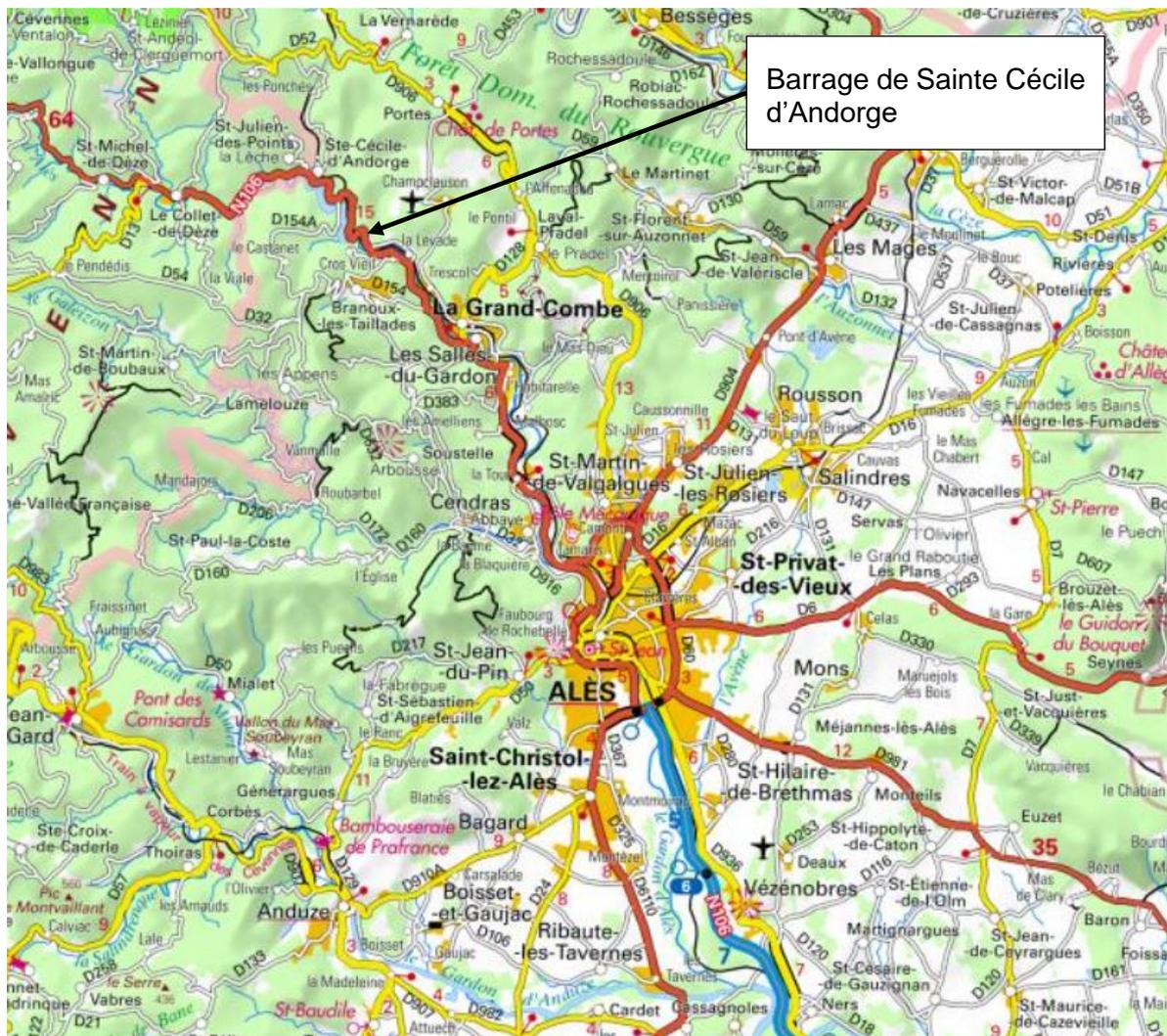


Figure 4 Situation du barrage de Sainte-Cécile d'Andorge

Sa situation est présentée sur le plan 19F148-DCEDCE-SCA-001.

4.2 FICHE SYNOPTIQUE DU BARRAGE EXISTANT

Tableau 3 : Données générales sur le barrage

DONNEES GENERALES	
Dénomination du barrage	Barrage de Sainte Cécile d'Andorge
Maître d'ouvrage	Conseil Départemental du Gard
Bureau d'étude en charge du projet au sens de l'article R. 214-119 du code de l'environnement	1961 : Coyne et Bellier : étude de conception du barrage 2011 : ISL : avant-projet de la sécurisation du barrage 2019 : Groupement ISL / BRLi / MEDIAE : maîtrise d'œuvre de la sécurisation du barrage
Organisme assurant la maîtrise d'œuvre au sens des articles R. 214-120 et R. 214-121 du code	Coyne et Bellier – maître d'œuvre de la construction du barrage
Cours d'eau	Gardon d'Alès
Département	Gard
Ville la plus proche	La Grand'Combe
Destinations principales et secondaire du barrage	Usage principal : écrêtement des crues Usage secondaire : soutien d'étiage
Période des travaux de construction de l'ouvrage initial	1966-1967
Actes administratifs intervenus	<p>Arrêté interdépartemental des 31 janvier et 22 février 1967 portant règlement d'Eau du barrage</p> <p>Arrêté interdépartemental du 25 février 1969 modifiant le Règlement d'Eau</p> <p>Arrêté n°2007-341-10 du 7 décembre 2007 portant prescriptions complémentaires</p> <p>Arrêté préfectoral n°2009-306-15 du 2 novembre 2009 en vue d'autoriser la manœuvre des vannes de vidange pendant la période des hautes eaux pour évacuer des sédiments</p> <p>Arrêté n°201039-17 du 8 février 2010 portant interdiction d'accès au lit et aux berges du Gardon à l'amont et à l'aval du barrage</p> <p>Arrêté n°2011193-0009 du 12 juillet 2011 portant prescription de la réalisation d'un diagnostic de sûreté</p> <p>Arrêté n°2003120-0005 du 30 avril 2013 portant approbation du PPI du barrage</p> <p>Arrêté préfectoral du 10 juin 2014 prescrivant une étude de sécurisation du barrage par déconstruction</p>

DONNEES GENERALES	
Nature des travaux de modification substantielle (ouvrage complémentaire ou travaux de confortement liés à par exemple à une révision spéciale, etc.) qui sont projetés	Ajout d'un nouvel évacuateur de crues en BCR sur le remblai Rénovation intégrale du masque amont Rehausse de la RN 106

Tableau 4 : Caractéristiques principales sur barrage existant

CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DE L'OUVRAGE	
Type de barrage	Barrage en enrochements avec masque amont en béton bitumineux
Terrain de fondation	Gneiss
Hauteur au-dessus du terrain naturel et au-dessus du point le plus bas des fondations	Hauteur / T.N. : 42 m Hauteur / fondation : 45 m
Longueur en crête	154 m
Largeur en crête	6 m
Largeur maximale au niveau du terrain naturel	136 m
Fruit du parement amont	1,7H / 1V au-dessus de la cote 235,4 m NGF Vertical sous la cote 235,4 m NGF (batardeau type poids en béton)
Fruit du parement aval	1,4H / 1V avec 3 risbermes de 4,5 m de largeur Fruit moyen de 1,8 avec les risbermes
Rayon de courbure à l'amont de la crête	Crête rectiligne
Altitude de la crête du barrage	Variable entre 267,2 et 267,5 m NGF ¹ arase du mur anti-vague : variable entre 268,1 et 268,3 m NGF ²⁾
Altitude de la crête du déversoir (tulipe)	261,3 m NGF ³
Volume du corps du barrage	244 000 m ³
Altitude de la retenue maximale en exploitation normale	242,0 m NGF

¹ 267,0 m NGF dans les documents historiques

² 267,8 m NGF dans les documents historiques

³ 261,2 m NGF dans les documents historiques

CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DE L'OUVRAGE	
Altitude de la retenue maximale en exploitation exceptionnelle	266.8 m NGF ⁴
Aire de la retenue au niveau normal	0.25 km ²
Aire de la retenue au niveau maximal exceptionnel	0.96 km ²
Capacité totale de la retenue normale	0.8 x 10 ⁶ m ³
Capacité utile de la retenue	14,7 x 10 ⁶ m ³ (PHEE) / 10,2 x 10 ⁶ m ³ (sous le déversoir)
(pour un ouvrage existant qui est modifié) Dispositif d'auscultation	Débits de fuite : 6 points de mesure Ecartements des joints : 18 dispositifs de mesure Suivi planimétrique : 15 cibles sur le parement amont 1 cible sur la tour de prise 2 cibles extérieures Suivi altimétrique 5 repères sur le couronnement et les risbermes du parement aval
(pour un ouvrage existant qui est modifié) Date de première mise en eau	La cote maximale atteinte (octobre 1977) a été inférieure de 8 m à celle de la tulipe.
(pour un ouvrage existant qui est modifié) Nature et date des principaux incidents constatés depuis la première mise en eau	2002 : accident de voiture avec chute sur le parement amont sans conséquence. 2002 : Décrochement d'un bloc rocheux sur le parement amont sans conséquence. Aout 2008 : encombrement d'un pertuis par un arbre. Septembre 2008 : détachement d'un bloc rocheux sur la galerie de drainage rive gauche sans conséquence. Juillet 2013 : Défaut de fonctionnement de groupe électrogène entraînant son remplacement.

⁴ Concernant les PHE, l'arrêté d'autorisation valant règlement d'eau du 22 février 1967 donne les indications suivantes :

- Cote atteinte par le plan d'eau de la retenue pour une crue de périodicité 5000 ans arrivant dans la retenue vide à la cote 242,00 de la retenue permanente : 263.07 m NGF,
- Cote atteinte par le plan d'eau de la retenue pour une crue de périodicité 5000 ans arrivant dans la retenue pleine à la cote 261.20 du seuil de l'évacuateur : 265.95 m NGF.

Même si la cote de 266.80 m NGF est utilisée comme référence suite à une première actualisation de l'hydrologie en 1993, elle n'a pas fait l'objet d'aucune régularisation administrative.

CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DE L'OUVRAGE

<p>(pour un ouvrage existant qui est modifié) Nature et date des principales réparations effectuées sur l'ouvrage</p>	<p>1995 : Rénovation complète de la couche superficielle du masque (cout des travaux de 1,3 M€ en considérant une actualisation de 2% par an). 1997 : Rénovation de la vanne de vidange côté gauche 1998 : Rénovation des deux prises d'eau supérieures 1999 : Rénovation de la vanne de réglage aval de la prise d'eau</p>
---	---

Tableau 5 : caractéristiques climatiques et hydrologiques

CARACTERISTIQUES CLIMATIQUES ET HYDROLOGIQUES	
Températures extrêmes en année normale	38°
Aire du bassin versant (en km ²)	116 km ²
Précipitations annuelles moyennes (en mm)	760 mm
Débit annuel moyen de la rivière (en m ³ /s)	5,4 m ³ /s
Ancienneté des relevés de crues	1975
Date de la plus forte crue connue	Octobre 1977
Débit de la plus forte crue connue	519 m ³ /s
Dérivation provisoire (type et débit)	Via les galeries des pertuis
Ouvrages d'évacuation des crues (nombre, type, débit maximal exceptionnel)	2 galeries de fond de 6 m de diamètre Chaque galerie est alimentée par : <ul style="list-style-type: none"> • un puits à seuil libre (longueur déversante de 22,8 m calée à 261,2 m NGF) • un pertuis de demi-fond (largeur 6 m et hauteur 1,5 m calé à 242,0 m NGF)
Ouvrage de prise (type et débit)	4 conduites de prise 800 mm calées à 230,0 / 232,0 / 234,0 / 235,5 m NGF débouchant dans une unique conduite de 800 mm située entre les galeries de fond et débouchant en aval Débit maximal de prise : 5 m ³ /s
Ouvrage de vidange (type, débit maximal normal, débit maximal exceptionnel)	conduite 800 mm calée à 229,0 m NGF débouchant dans la galerie gauche conduite 800 mm calée à 231,9 m NGF débouchant dans la galerie droite Débit maximal de vidange : 10 m ³ /s
Débit total maximal susceptible d'être évacué (pendant la construction de l'ouvrage après la mise en service)	Pendant la construction : variable Après la mise en service : 920 m ³ /s
Temps de vidange (pour réduire de moitié la charge et pour la vidange totale)	Non calculé (barrage écrêteur de crues)

4.3 DESCRIPTION ET FONCTIONNEMENT DES OUVRAGES, HISTORIQUE DE LEUR CONSTRUCTION ET DES MODIFICATIONS APPORTEES ULTERIEUREMENT

4.3.1 GEOMETRIE DE L'OUVRAGE

Les plans détaillés des coupes et élévations de la digue sont disponibles dans l'ANNEXE 1. Le schéma ci-dessous présente la géométrie générale de l'ouvrage dont les caractéristiques principales sont décrites ci-après.

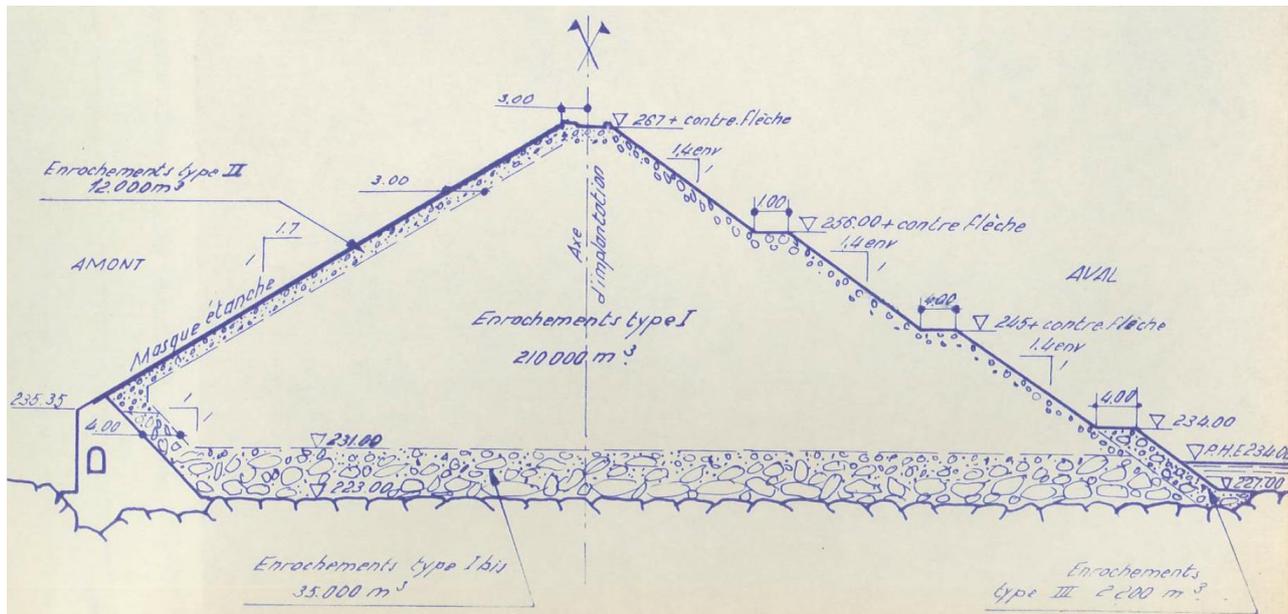


Figure 5 : coupe du barrage (zonage théorique avant travaux)

La hauteur maximale du barrage est d'environ 42 m au-dessus du terrain naturel pour une longueur en crête de 154 m.

Le corps du barrage est constitué par des enrochements de gneiss extraits sur la rive droite de la cuvette à quelques centaines de mètres en amont de l'ouvrage.

Un masque bitumineux assure l'étanchéité amont du massif en enrochements entre les cotes 235,4 et 267,0 mNGF. Ce masque a été rénové en 1995.

Côté amont, sous la cote 235,4 m NGF, les enrochements sont en butée contre une plinthe en béton. Cette plinthe massive se poursuit sur les rives. Elle inclut la galerie périmétrale.

Le masque est connecté en pied à la plinthe et en crête au parapet du barrage. La plinthe permet d'assurer la continuité entre le masque et l'étanchéité en fondation.

Le parement amont est vertical sous la cote 235,4 m NGF (plinthe) et présente un fruit de 1,7H/1V dans la zone supportant le masque.

Le parement aval présente des risbermes d'environ 4,5 m de largeur aux cotes 234,0, 245,0 et 256,0 m NGF. Celle calée à la cote 245,0 m NGF est accessible par l'ancienne RN106 qui a été déviée lors de la construction du barrage.

La pente entre les risbermes est de 1,4H/1V. Le fruit moyen du parement en intégrant les risbermes est de 1,75H/1V. La plus basse, calée à 234,0 m NGF, correspond au couronnement d'un massif de pied en gros enrochements (500 à 2500 kg) assurant la protection de la digue contre les écoulements en sortie des galeries.

Sur le parement aval, les enrochements présentent de plus grandes dimensions ce qui assure la protection contre le ravinement et confère au barrage une meilleure protection contre la surverse ou les fuites accidentelles (érosion interne). Cette granulométrie a été obtenue en poussant les plus gros blocs sur le parement lors de la construction du remblai puis par aspersion du parement à la lance à eau.

4.3.2 EVACUATEUR DE CRUES

L'évacuateur de crues est constitué de 2 pertuis écrêteurs de demi-fond et d'une double tulipe en partie supérieure qui alimentent deux galeries sous remblais. Le schéma ci-dessous présente une vision d'ensemble de l'ouvrage :

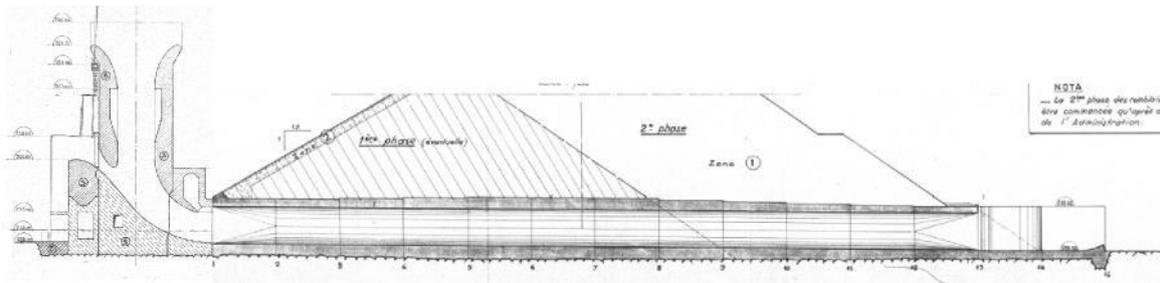


Figure 6 : évacuateur de crues

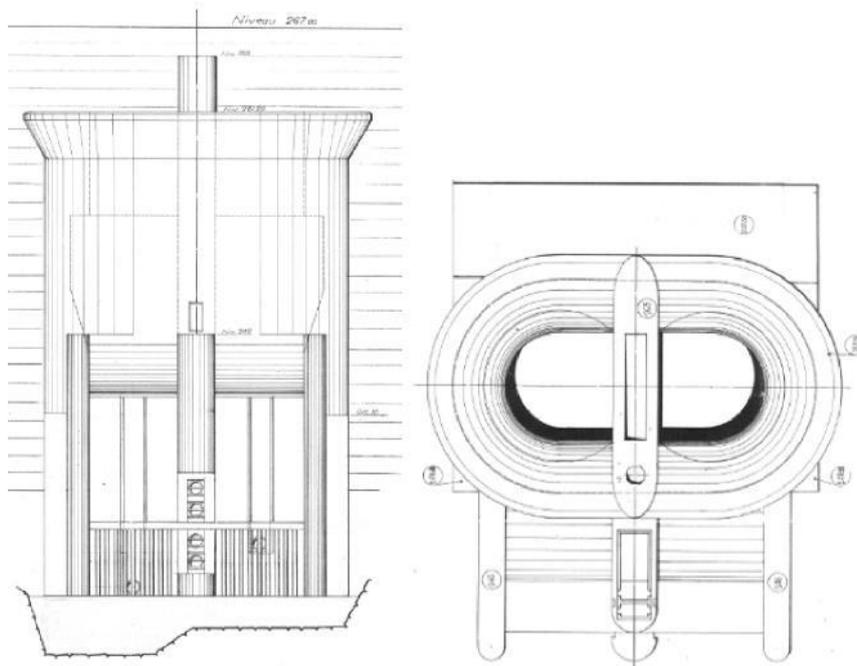


Figure 7 : tulipe

La tête amont accueille également :

- le dispositif de restitution, composé de 4 prises étagées qui alimentent une conduite unique débouchant au pied aval du barrage,
- le dispositif de vidange, composé de deux conduites qui débouchent dans les galeries de fuite de l'évacuateur, en aval immédiat des pertuis.

Une plateforme, située à 246 mNGF côté amont permet la mise en place des batardeaux des deux dispositifs. Elle est accessible depuis les galeries du barrage.

Les 2 pertuis de demi-fond, calés à la cote 242 m NGF, de section unitaire 6m x 1,5m, assurent, en débit et en fréquence, l'essentiel de la fonction d'évacuation des crues.

En fonction de la montée du plan d'eau au-delà de la cote 242 m NGF, le débit évacué en aval est d'abord contrôlé par les pertuis. Ces pertuis fonctionnent dans un premier temps selon une loi de seuil à surface libre puis, après ennoisement de leur section de contrôle, ils se mettent en charge, la transition s'effectuant à 245,60 m NGF environ.

A partir de la cote 261,34 m NGF, la tulipe entre en service, avec un débit d'abord contrôlé par une loi de seuil à surface libre, puis par une loi d'écoulement en charge, la transition se faisant à la cote 265 m environ. La section de contrôle se situe alors en entrée des galeries de fuite.

La tour comprend un reniflard permettant l'aération de la lame d'eau en aval immédiat de la section de contrôle. L'accès au sommet de la tulipe est permis par un trou d'homme. Le reniflard avait une arase initiale de 265 m NGF. En mars 2009, une rehausse métallique a été mise en place au droit du reniflard afin d'assurer l'aération à l'aval de la section de contrôle de la galerie de fuite jusqu'à 268 m NGF, soit une cote voisine de celle du parapet.

Les galeries sous le remblai permettent l'évacuation des débits de l'évacuateur de crues. Les galeries de 6m de diamètre intérieur sont en béton, longues de 120m et pentées à 1% (entre les cotes 227,86 et 226,66 mNGF). L'aération des galeries est assurée par le reniflard débouchant en sommet de tour.

A l'extrémité aval de la galerie, un saut de ski doit permettre d'améliorer la dissipation de l'écoulement. La bathymétrie permet de constater la présence d'une fosse dans le prolongement de la galerie. Le fond de la fosse est situé entre 10 et 25 m en aval de l'extrémité de la galerie. Sur cette distance, la cote de la fosse est comprise entre 222,5 et 223,0 m NGF. Cette cote correspond à la cote du rocher sain selon les investigations géotechniques (cf. document C). Elle est à comparer aux cotes :

- de la sortie de la galerie : 227,5 m NGF (5 m plus haut),
- de la fondation de la bèche à l'extrémité de la galerie : environ 225,5 m NGF (3 m plus haut),
- du fond du lit dans la fosse avant construction du barrage : environ 227,0 m NGF (4,5 m plus haut) sur le plan des fouilles du barrage, cette zone n'ayant pas été excavée dans le cadre des fouilles).

Les talus de la fosse en aval de la galerie présentent des pentes de l'ordre de 2H/1V. Cette fosse s'est formée en une cinquantaine d'années.

4.3.3 DISPOSITIF DE VIDANGE

Pour la vidange, l'ouvrage comprend deux conduites en acier de 0,8 m de diamètre, calées aux cotes 229,0 m NGF et 231,5 m NGF, de 6,5 mm d'épaisseur et d'une longueur de 20 m environ. Les conduites traversent les seuils des pertuis et débouchent dans les galeries d'évacuation des crues.

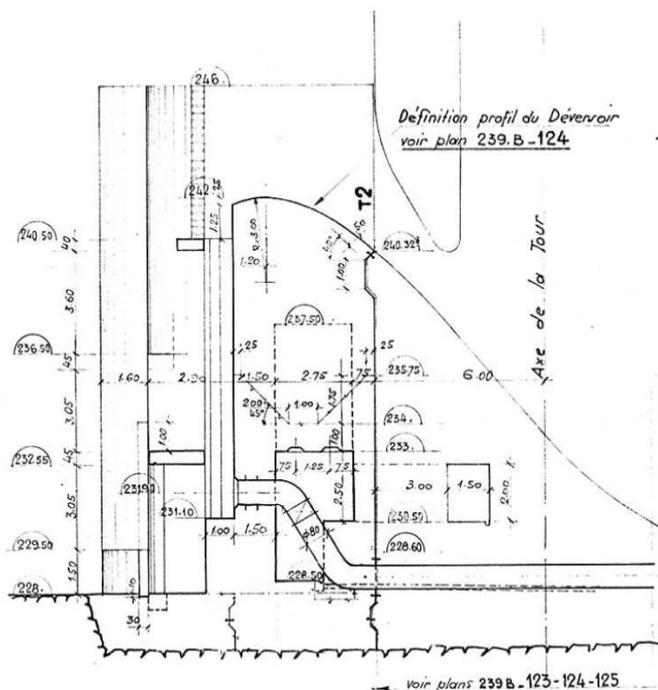


Figure 8 : ouvrage de vidange (coupe)

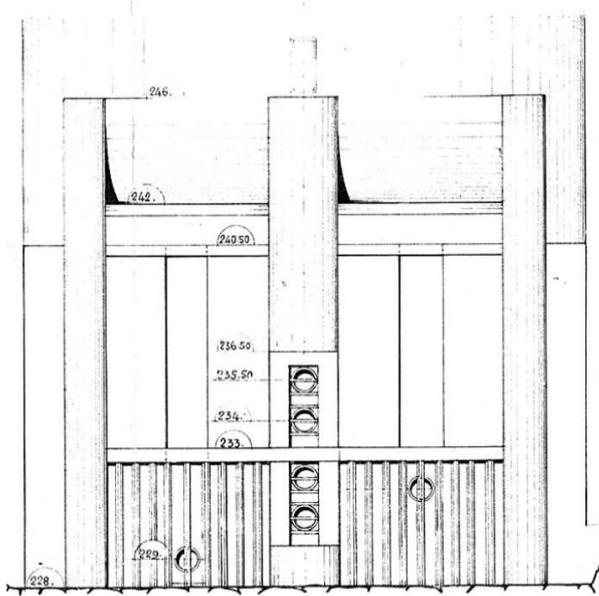


Figure 9 : ouvrage de vidange (élévation)

Les conduites sont chacune équipées d'une vanne de réglage de type à opercule, manœuvrable depuis une chambre de manœuvre à proximité des équipements et accessible par la galerie de visite. La manœuvre est motorisée mais se déclenche de manière manuelle au moyen d'une armoire de commande (boutons poussoirs). Un indicateur permet de connaître le pourcentage d'ouverture de la vanne. Une manœuvre manuelle des vannes est possible au moyen d'un volant.

L'entonnement des ouvrages est protégé à l'amont par un barreaudage en béton.

Les vannes sont maintenues fermées (sauf chasses en période de crue du 1er octobre au 28 février et essais de manœuvre).

4.3.4 DISPOSITIF DE RESTITUTION DE FAIBLE DEBIT

Un organe de restitution de « faible débit » est positionné entre les deux conduites de vidange. Il comprend une conduite alimentée par 4 vannes étagées de prise d'eau, situées aux cotes 230,5, 232, 234 et 235,5 mNGF. La conduite est en acier, de 0,8 m de diamètre, calée à la cote 229 m NGF, de 6,5 mm d'épaisseur et d'une longueur de 120 m environ. Elle traverse le corps du barrage en se logeant dans le béton entre les galeries d'évacuation des crues et débouche dans une chambre à l'aval du barrage.

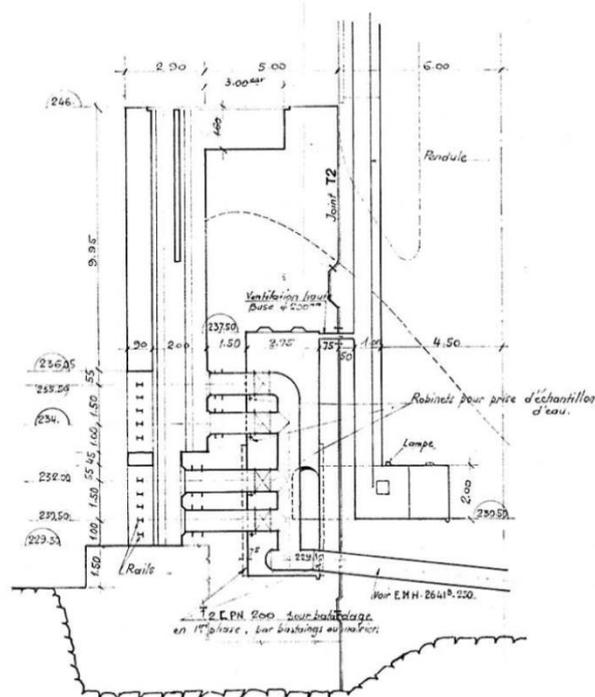


Figure 10 : prise étagée de restitution

La capacité de la prise étagée est de 3,4 m³/s (cf. §5.9.2.2).

Les vannes sont maintenues fermées excepté en période de soutien d'étiage et essais de manœuvre.

4.3.5 LA CRETE

Le couronnement, d'une largeur de 6 m, supporte une piste de service bordée de glissières de sécurité à l'aval et d'un muret anti-vague (ou parapet) à l'amont. L'arase du parapet se situe à une cote de 268,1 m NGF en son point le plus bas.

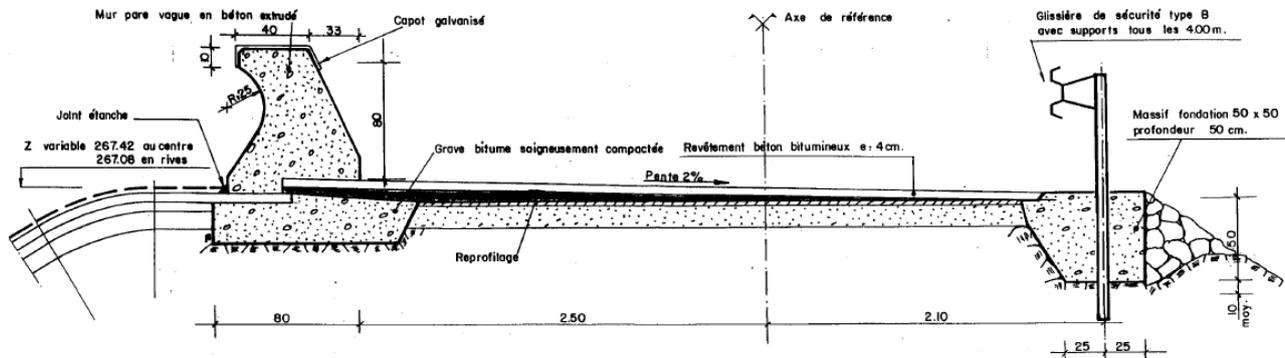


Figure 11 : réfection de la crête

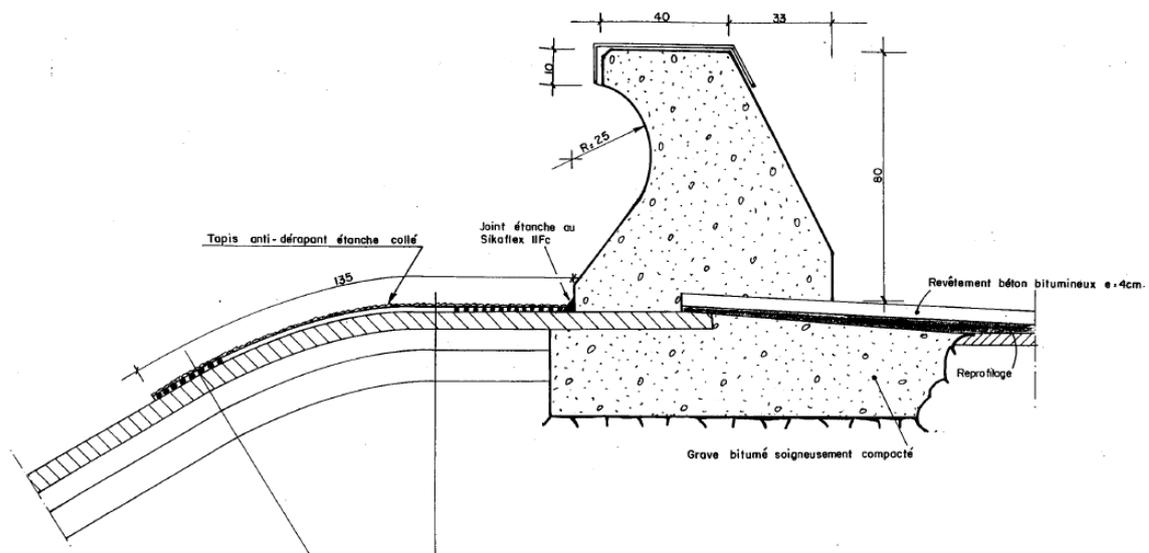


Figure 12 : détail du mur anti-vague

Le muret anti-vague a été réalisé lors de la réfection du masque en 1995. Il est fondé sur une grave bitume soigneusement compactée. Le relevé d'étanchéité a été réalisé en insérant la nouvelle couche de béton bitumineux étanche de surface entre le muret en béton et sa fondation en grave bitume.

4.3.6 MASQUE

La surface du masque est de 6800 m². Le masque a en partie été entièrement rénové en 1995. La figure suivante présente les couches constituant l'ancien masque et le masque rénové.

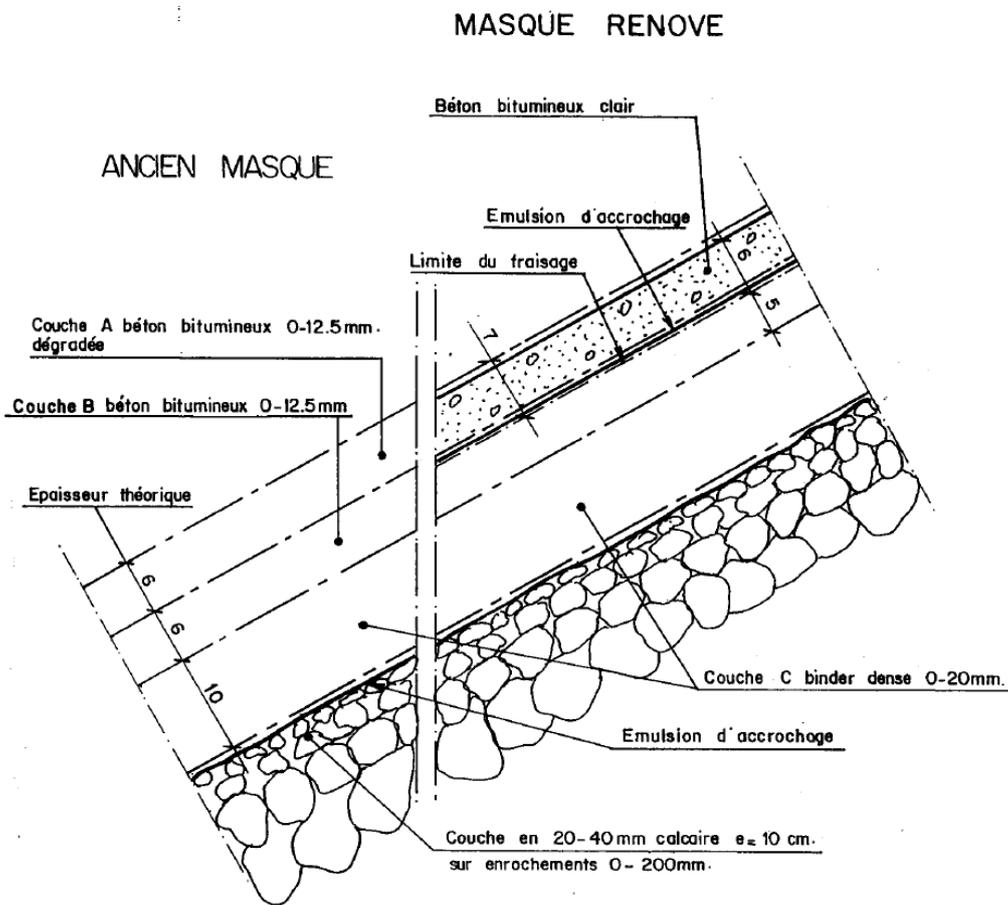


Figure 13 : composition de l'ancien masque et du masque rénové

Le masque bitumineux originel était constitué de 5 couches, de l'intérieur vers la surface :

- une couche de 2 m d'épaisseur de petits enrochements drainants (granulométrie 5-200 mm) assurant la transition avec les enrochements du barrage,
- une couche de transition en matériaux concassés 20/40 mm sur une épaisseur 10 cm constituant le support d'accroche du masque,
- une couche de béton bitumineux « drainant » de 10 cm d'épaisseur (enrobés 0/20 mm au dosage de 7,8% de bitume),
- deux couches de béton bitumineux « étanche » de 6 cm d'épaisseur chacune (enrobés 0/12 mm au dosage de 8% de bitume),
- un enduit de bitume et filler sur 3 mm d'épaisseur.

Suite aux dégradations du masque dues aux effets thermiques sur le parement, la couche supérieure de 6 cm de béton bitumineux étanche a été remplacée en 1995. Un béton bitumineux clair teinté dans la masse (bitume mélangé à l'oxyde de titane) a été réalisé après fraisage du masque existant et mise en œuvre d'une émulsion d'accroche.

Le graphique suivant présente les dispositions prévues pour l'ancien masque et pour le masque rénové au droit des joints séparant les bandes verticales.

MASQUE RENOVE

ANCIEN MASQUE

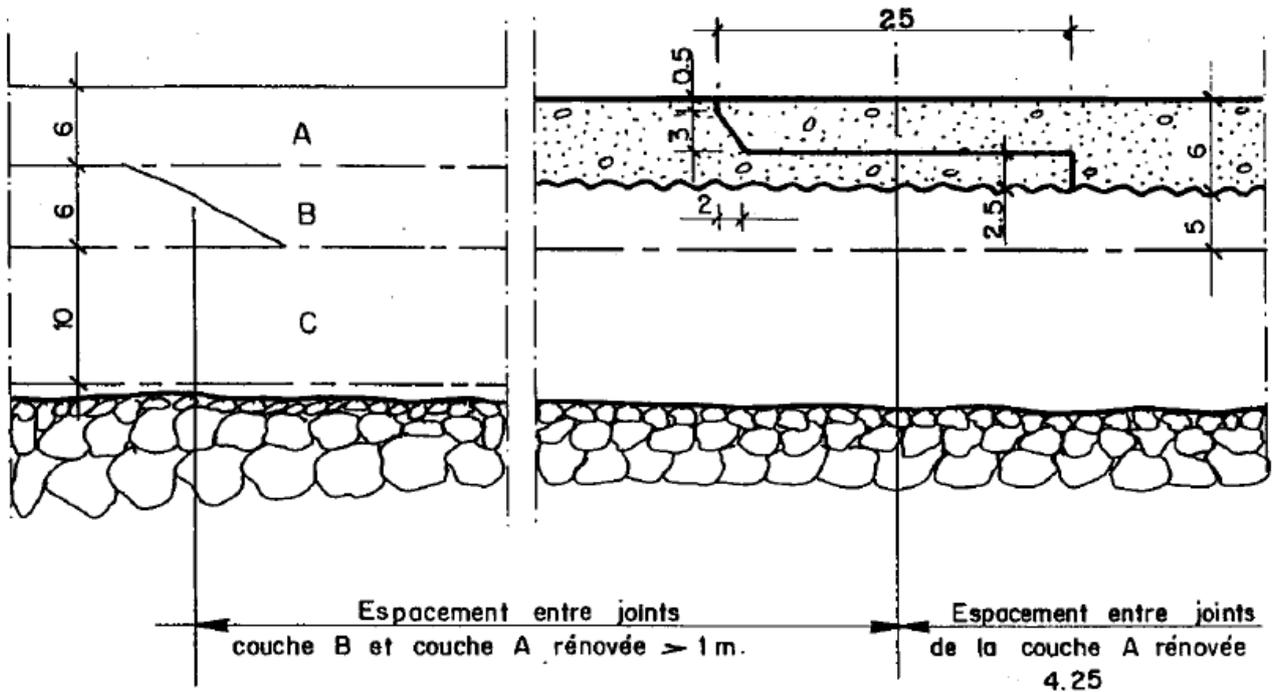


Figure 14 : traitement entre les bandes (ancien masque et nouveau masque)

La rénovation du masque a été réalisée par bande de 4,25 m. Les joints entre le nouveau et l'ancien masque sont décalés d'au moins un mètre.

La figure suivante présente le raccordement à la plinthe.

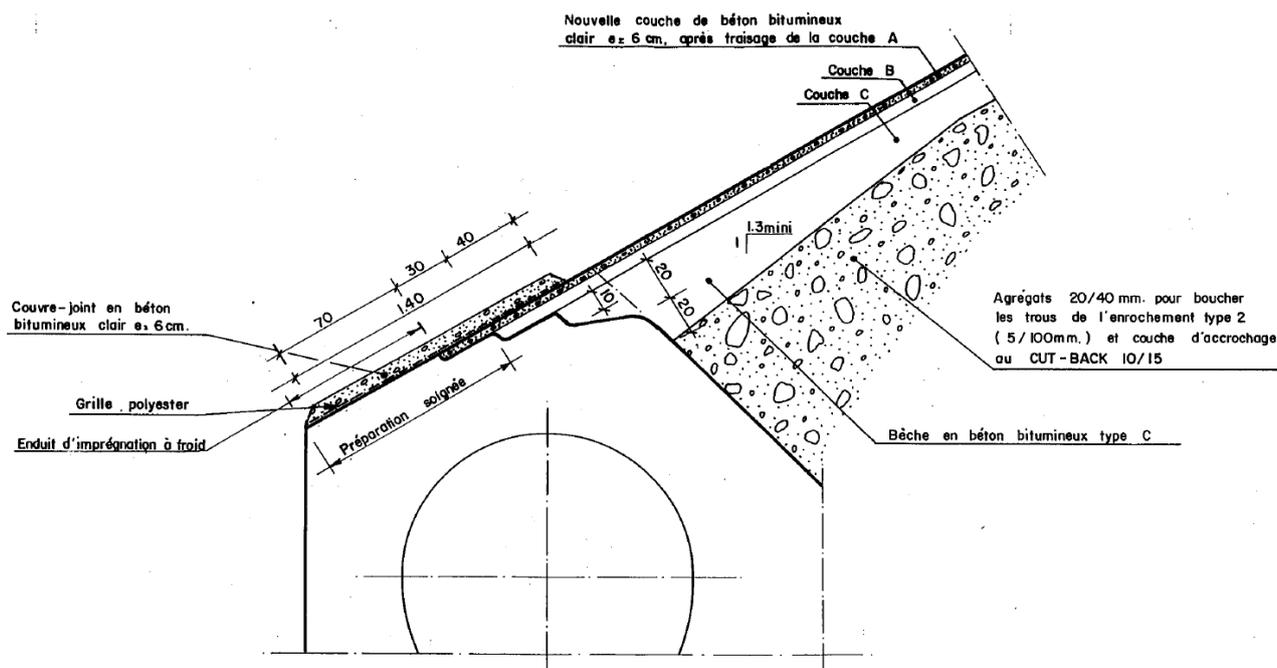


Figure 15 : raccordement du masque à la plinthe

En périphérie du masque, au raccordement de la plinthe, un couvre joint en béton bitumineux supplémentaire a été mis en œuvre. Il est identique à celui employé pour la rénovation du masque mais comprend un renforcement par une grille en polyester. Sur les parties en béton, un enduit d'imprégnation à froid a été mise en œuvre.

4.4 TOPOGRAPHIE DE LA CUVETTE ET DU SITE DU BARRAGE

Le graphique suivant présente la loi cote / volume du barrage de Sainte Cécile d'Andorge.

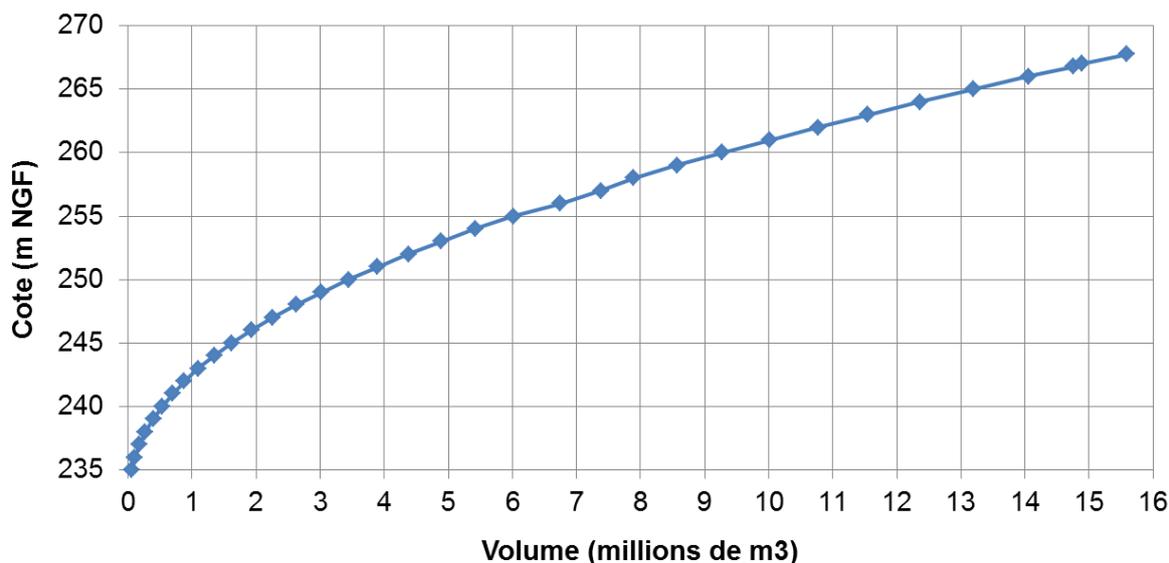


Figure 16 : Loi hauteur / volume

La retenue normale est fixée par la cote des pertuis de demi-fond (242,0 m NGF). Sous cette cote, le volume d'eau de la retenue (hors engravement) est estimé à environ 0.8 millions de m³ et la surface du plan d'eau est de l'ordre de 25 ha (environ 1,4 km de longueur).

L'engravement actuel du plan d'eau sous la retenue normale est estimé de l'ordre de 0,8 millions de m³. Les diverses approches mises en œuvre pour apprécier la vitesse d'engravement ont conduit à une valeur d'environ 18 000 m³/an (environ 2/3 de sables limoneux et 1/3 de graves sableuses).

Des travaux localisés de dégravement du pied de la tour de prise sont régulièrement entrepris par l'exploitant.

Le marnage du plan d'eau est faible et la retenue est quasiment toujours à la cote de retenue normale avec un creux de quelques mètres en fin d'été du fait du soutien d'étiage.

En crue, la montée du plan d'eau est rapide de l'ordre de quelques heures. La cote maximale atteinte depuis la création du barrage (crue d'octobre 1977) est d'environ 253 m NGF soit environ 8 m sous la cote d'entrée en service de la tulipe (qui n'a donc jamais fonctionné).

Les principaux chiffres à retenir sont figurés dans le tableau suivant.

Tableau 6 : volumes de la retenue par tranche

Localisation	Cote m NGF	Volume de la tranche (millions de m ³)	Volume total (millions de m ³)
Sous la cote des pertuis de demi-fond (RN)	229,0 / 242,0	0,8	0,8
De la RN au déversement sur la tulipe	242,0 / 261,3	9,4	10,2
Du déversement sur la tulipe aux PHE	261,3 / 266,8	4,6	14,8

Le fond du lit a une largeur moyenne de 40 m à la cote 227,50 mNGF. Il se compose d'alluvions, de sables et de graviers sur une profondeur de 4 m. La rive gauche est abrupte et des soutènements ont été nécessaires afin de permettre le dévoiement de la route nationale 106 qui longe la vallée. La rive droite comporte à l'amont une partie très abrupte, dans la convexité du méandre. Plus à l'aval la pente s'adoucit. L'accès de ce versant de la vallée est facilité par un pont immédiatement à l'aval du barrage.

4.5 TRAVAUX OU MODIFICATIONS REALISES

L'historique synthétique du barrage est le suivant.

- 1967 : Fin de construction du barrage
- 1971 : Percement de la galerie de drainage dans le versant de rive gauche
- 1982 : Première visite décennale
- 1985 : Réparations ponctuelles du masque (bouchage de fissures au mortier d'émulsion de bitume)
- 1992 : Seconde visite décennale (à retenue vide)
- 1995 : Rénovation complète de la couche superficielle du masque (cout des travaux de 1,3 M€ en considérant une actualisation de 2% par an).
- 1997 : Rénovation de la vanne de vidange côté gauche
- 1998 : Rénovation des deux prises d'eau supérieures
- 1999 : Rénovation de la vanne de réglage aval de la prise d'eau
- 2002 : Troisième visite décennale
- 2007 : Evacuation à la pelle mécanique de bois et de limons devant les grilles des dispositifs de restitution et de vidange
- 2008 : Désencombrement des préchambres des vannes par des bois – constat de l'incapacité de dégager les deux prises de restitution inférieures
- 2008 : Evacuation d'un gros arbre en travers du pertuis de laminage de rive gauche

4.6 CARACTERISTIQUES MECANIQUES DE LA FONDATION

4.6.1 GEOLOGIE DU SITE

La vallée du Gardon d'Alès est creusée, au droit du site, dans les formations cristallophylliennes de l'ensemble métamorphique cévenol, situées sous les discordances carbonifère et mésozoïque dont les séries sédimentaires affleurent à proximité à la faveur de grands accidents tectoniques (cf. carte géologique).

Globalement ces roches métamorphiques présentent une composition minéralogique relativement homogène. Ce sont des roches quartzo-feldspathiques, micacées, recristallisées, dans lesquelles l'albite de néoformation est, à peu près, toujours présente.

Dans le détail, ces roches sont variées, d'une part, par leur composition minéralogique quantitative avec des proportions relatives des minéraux constituants très variables et d'autre part, par leur texture et leur structure. Les passages entre les différentes roches se font toujours d'une façon graduelle.

Ces différenciations ont néanmoins conduit à distinguer deux grands ensembles qui regroupent, eux-mêmes, divers faciès :

- le premier ensemble hétérogène intéresse le site du barrage ; il regroupe diverses variétés de gneiss ;
- le second ensemble, d'aspect plus monotone, est largement présent plus en amont dans la vallée ; il est surtout représenté par des micaschistes (au sens large).

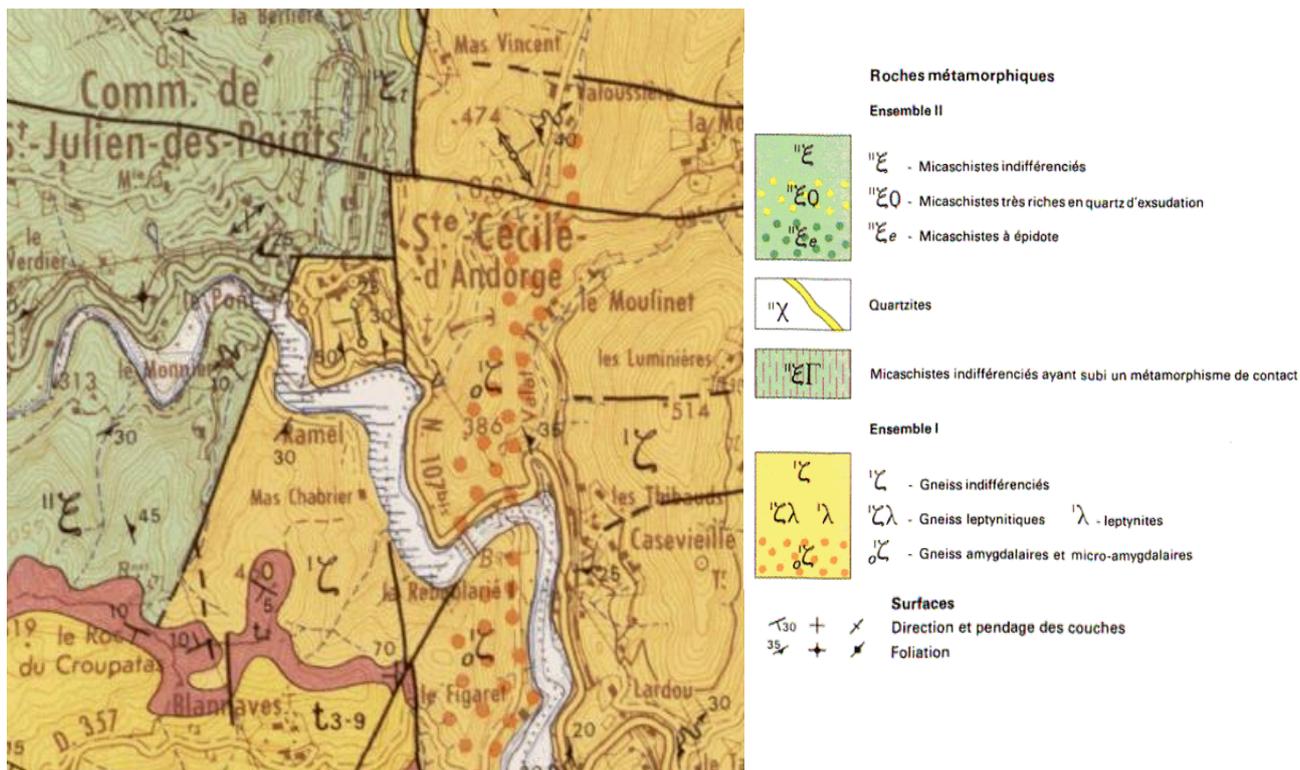


Figure 17 : extrait de la carte géologique d'Alès (1/50 000 – BRGM)

Dans l'ensemble, la disposition de ce matériel métamorphique est très régulière. Cependant, de loin en loin, on relève quelques dislocations, avec torsion et déchirures de la foliation, cicatrisées par des filons de quartz. Ces accidents ne constituent donc pas des points de moindre résistance. La foliation au droit du site plonge d'une trentaine de degré vers la rive droite.

Aucune faille majeure, d'extension régionale, ne se trouve dans la zone proche du barrage.

Le substratum ne présente aucune trace de broyage ou de dislocation, en dehors d'une faille mineure, notée F, relevée lors des investigations, d'orientation NNW-SSE, avec un remplissage argileux et localement des mylonites, pouvant atteindre près de 2 m en rive droite.

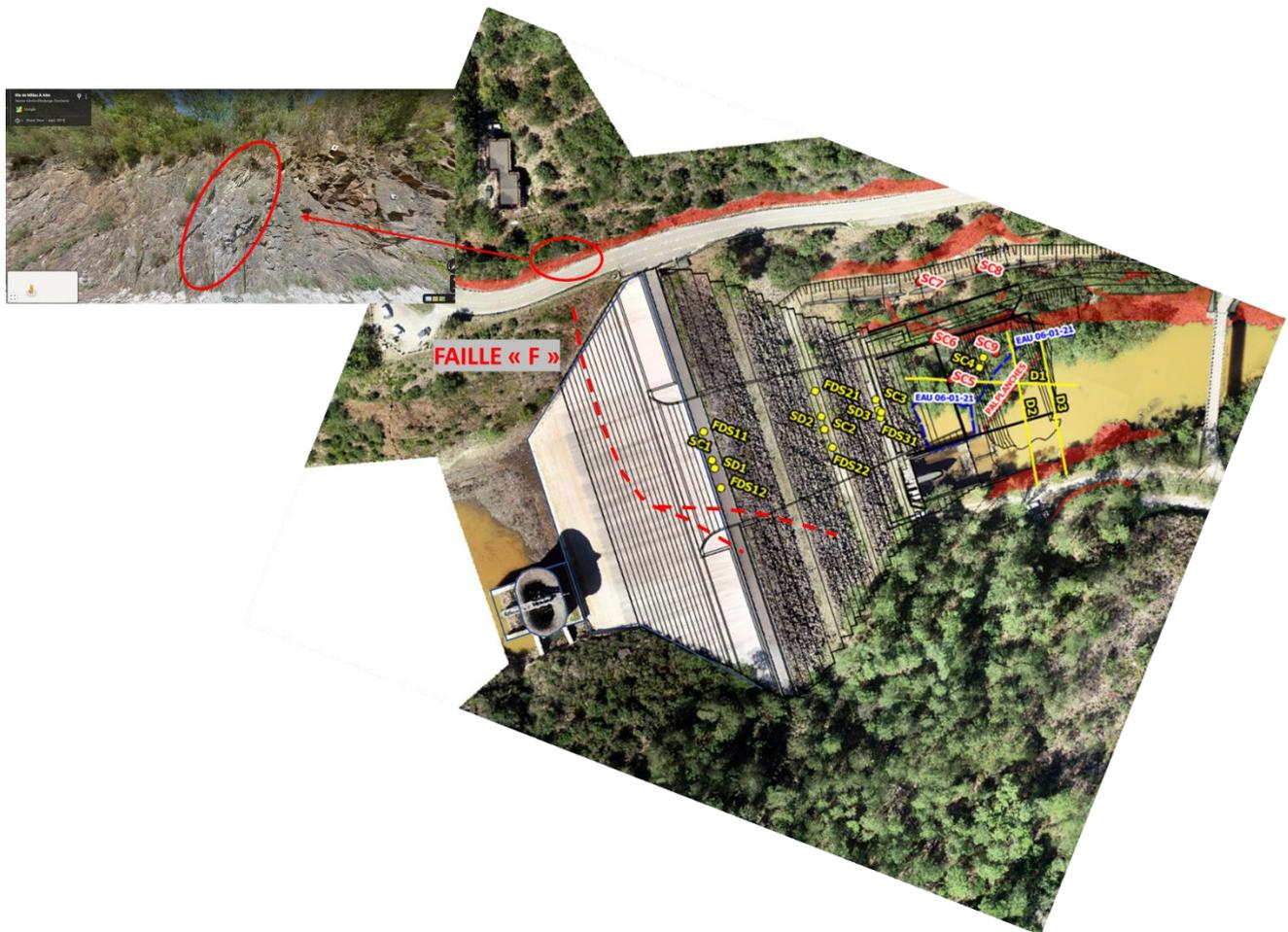


Figure 18 : Faille « F »

La roche est affectée de diaclases, réparties en deux systèmes subverticaux, sensiblement orthogonaux, dont l'un est transversal à la vallée.

Il faut également noter des paléaltérations localement très marquées avec une rubéfaction de la roche (crystallisation d'oxydes de fer avec surtout de l'hématite), liées aux paléosurfaces (contact discordant entre le socle et le Trias).

4.6.2 ROCHER DE FONDATION

Le barrage est fondé sur une fondation hétérogène, surtout caractérisé par la présence de gneiss amygdalaires et micro-amygdalaires associés à des gneiss plus fins et micacés. Des termes de transition s'observent entre les divers faciès.

Les gneiss amygdalaires et micro-amygdalaires sont des roches d'aspect massif à foliation et linéation irrégulièrement marquées, avec un débit en dalles de 3 à 5 cm d'épaisseur présentant des surfaces de feuilletage bosselées. Elles sont formées d'une trame quartzo-feldspathique, plus ou moins micacée, de granulométrie variable, homogène ou hétérogène, dans laquelle on observe des éléments de taille et de composition variables. La trame présente une texture granoblastique ; localement granolépido-blastique dans les faciès les plus fins et les plus micacés.

Le massif de fondation est traversé par de nombreuses discontinuités tectoniques avec une orientation et une densité constante. La roche ne présente aucune trace notable de broyage en dehors de la faille F relevée lors des investigations sur le barrage. Elle est néanmoins affectée par quelques failles anciennes de moindre importance, avec des brèches recimentées, ou des injections de filon de quartz.

Les reconnaissances réalisées lors des études de conception ont mis en évidence une faible altération dans la masse de la roche. Cependant, l'altération en grand, liée à la fracturation et à la rubéfaction du massif est loin d'être négligeable, avec des oxydations localement très profondes.

Un levé topographique des fouilles a été réalisé après leur réception. Le décapage a été réalisé jusqu'à atteindre un substratum relativement sain.



Figure 19 : Photo de la réception intermédiaire des fouilles de rive gauche (4/02/1966)

Les PV de réception des fouilles du Professeur J. Avias en date du 4 février et du 22 avril 1966 font état :

- d'un gneiss relativement sain, affecté de diaclases et de fractures à faible rejet,
- de l'absence de fracture ouverte notable ou zone de broyage conséquente à remplissage meuble,
- un substratum décapé apte à recevoir directement les enrochements.

En fond de vallée, le décapage a atteint la cote 222,5 m NGF soit une profondeur de 3 à 4 mètres. Compte tenu de la cote de crête du barrage, la hauteur du remblai est donc de 45 m.

Au droit des galeries d'évacuation situées au pied du versant de rive droite, les fouilles ont atteint la cote 225,3 m NGF. La bathymétrie réalisée en 2012 a montré qu'une fosse d'érosion s'était développée entre 10 et 25 m en aval de la sortie des galeries. La cote de fond de la fosse atteint précisément aujourd'hui la cote des fouilles en fond de vallée (222,5 m NGF).

4.6.3 ETANCHEITE DE LA FONDATION

La perméabilité du rocher de fondation a été testée par des essais Lugeons. Il faut noter que pour ne pas déstructurer la partie superficielle, les essais n'ont commencé qu'après 10 m de profondeur et que la tranche 10-15 m n'a pas dépassé le palier de 5 bars.

La perméabilité moyenne est de l'ordre de 4 unités Lugeon (UL), et elle n'a qu'exceptionnellement dépassé 10 UL avec un maximum de 15 UL. Aucune aptitude au débouillage n'a été constatée, même dans les zones de faille où par ailleurs la perméabilité ne présente pas d'anomalie.

L'étanchéité des fondations a été réalisée au moyen d'un rideau d'injection dont les caractéristiques étaient les suivantes :

- forages inclinés depuis le fond de fouille à 45° dans le plan du voile ;

- profondeur de 8 à 26 m ;
- espacement de 2,5 m ;
- injection par passes descendantes sous une pression constante (1 bar par mètre de profondeur).

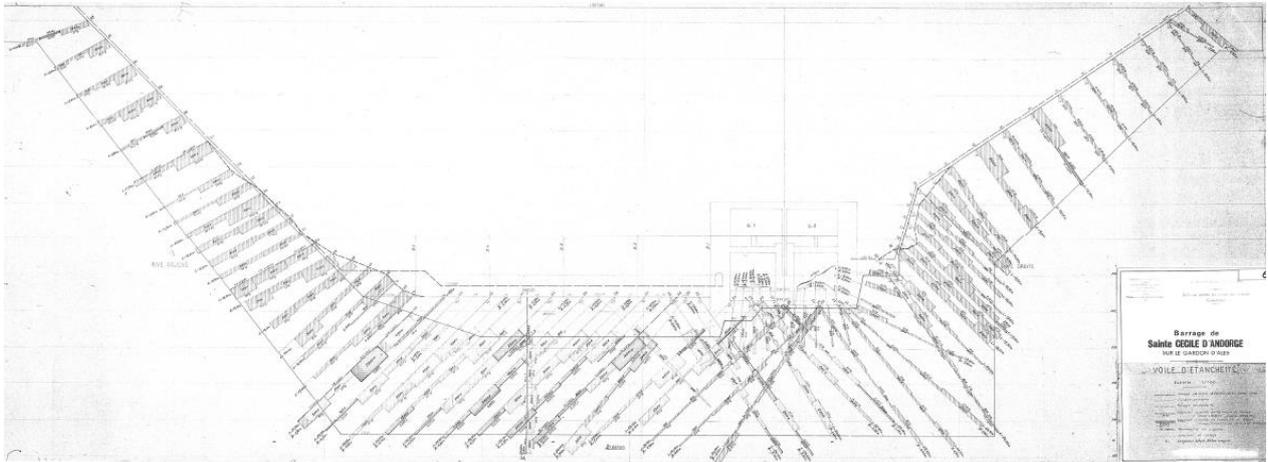


Figure 20 : rideau d'injection et absorptions

Les quantités de coulis injectés ont été faibles sur l'ensemble des 62 forages exécutés (forage de collage exclus). Elles ont atteint en moyenne 30 kg de ciment par mètre linéaire de forage.

Des forages de collage ont été exécutés entre les forages d'injection (et dans le même plan) le long de la plinthe et de la tête amont de la galerie. Les profondeurs de ces forages ont été ajustées de manière à atteindre une profondeur de 3 à 5 m sous le niveau des fouilles. Ils ont été injectés avec une pression de 3 à 5 bars.

4.6.4 DRAINAGE DE LA FONDATION

Un voile de drainage a été exécuté sous les ouvrages amont du barrage à quelques mètres en aval du voile d'étanchéité.

Le voile de drainage est constitué de drains espacés de 3 m environ, de longueur variant de 17 à 30 m, faiblement inclinés sous la plinthe amont en béton et les têtes des galeries, fortement inclinés dans les murets de rives droite et gauche de manière à pouvoir se vider par gravité dans les cunettes des galeries de visite de ces murets.

L'ensemble de l'eau collectée par les drains est récupéré par des caniveaux ou collecteurs le long des galeries et débouche dans un puisard situé dans la galerie batardeau. Ce puisard est équipé d'une pompe d'exhaure et d'une pompe de secours.

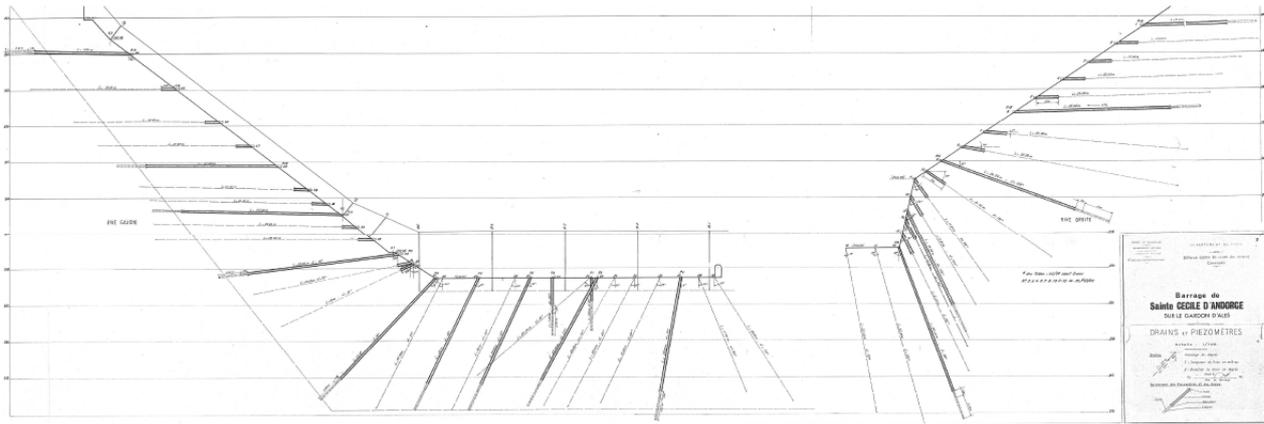


Figure 21 : voile de drainage

Une galerie de drainage de l'appui rive gauche du barrage a été creusée à l'explosif à partir de la risberme 234 m NGF, en 1971, postérieurement à la construction du barrage. Longue d'une cinquantaine de mètres, la galerie débute presque perpendiculairement au talus de la rive, puis, effectue un coude à 90° pour revenir vers l'axe du barrage avec une direction sensiblement parallèle à l'axe de la vallée. Elle se termine par des forages drainants, orientés vers l'amont du barrage et vers le centre de la vallée.

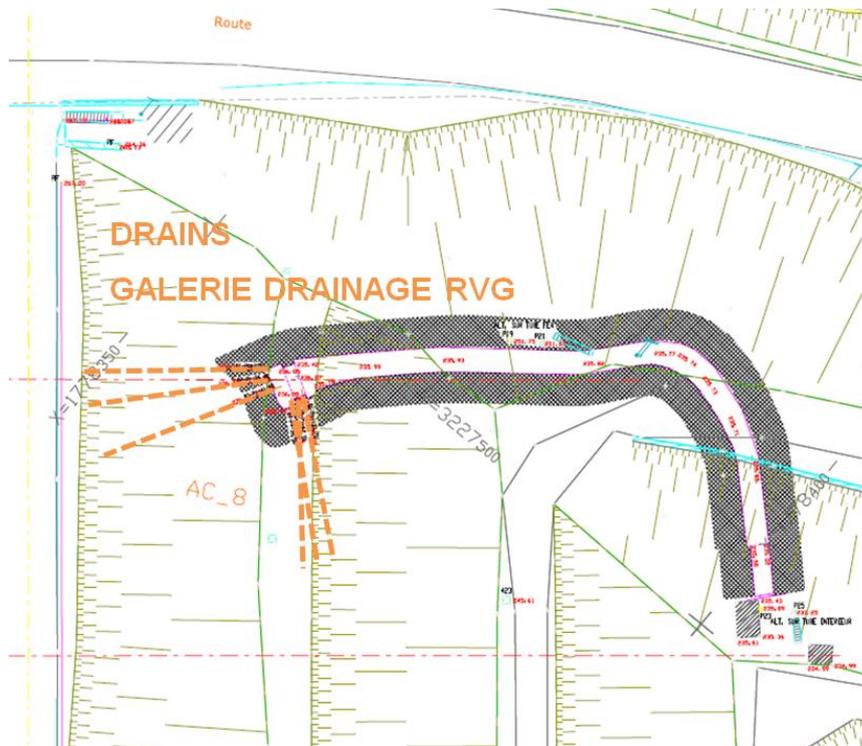


Figure 22 : Drains de la galerie de drainage appui rive gauche (risberme 234 m NGF)



Figure 23 : Galerie de drainage appui rive gauche (risberme 234 m NGF)

Le rapport de la visite annuelle de 1999 dresse un court historique de l'origine de cette galerie. L'idée d'une galerie a été initiée par la piézométrie observée lors des premiers mois de fonctionnement de l'ouvrage (en 1967). Ces observations ont conduit le CTPB à préconiser en 1968 le forage de piézomètres dans le versant depuis la risberme supérieure (cote 256 m NGF). C'est pourtant l'idée d'une galerie courte qui sera reprise, simplifiée et exécutée en 1971.

4.7 MATERIAUX UTILISES POUR LA CONSTRUCTION DES OUVRAGES : PROVENANCE, MISE EN ŒUVRE ET CARACTERISTIQUES ACTUELLES

4.7.1 DONNEES BIBLIOGRAPHIQUES

Ce chapitre présente le résultat de l'analyse de la bibliographie mise à disposition d'ISL par le Département du Gard. Les éléments complémentaires acquis dans le cadre de la mission confiée à ISL sont présentés dans le document C du dossier de révision spéciale.

4.7.2 ZONAGE DU BARRAGE

L'extrait de plan suivant précise le zonage du barrage et la numérotation des couches selon les documents d'archives.

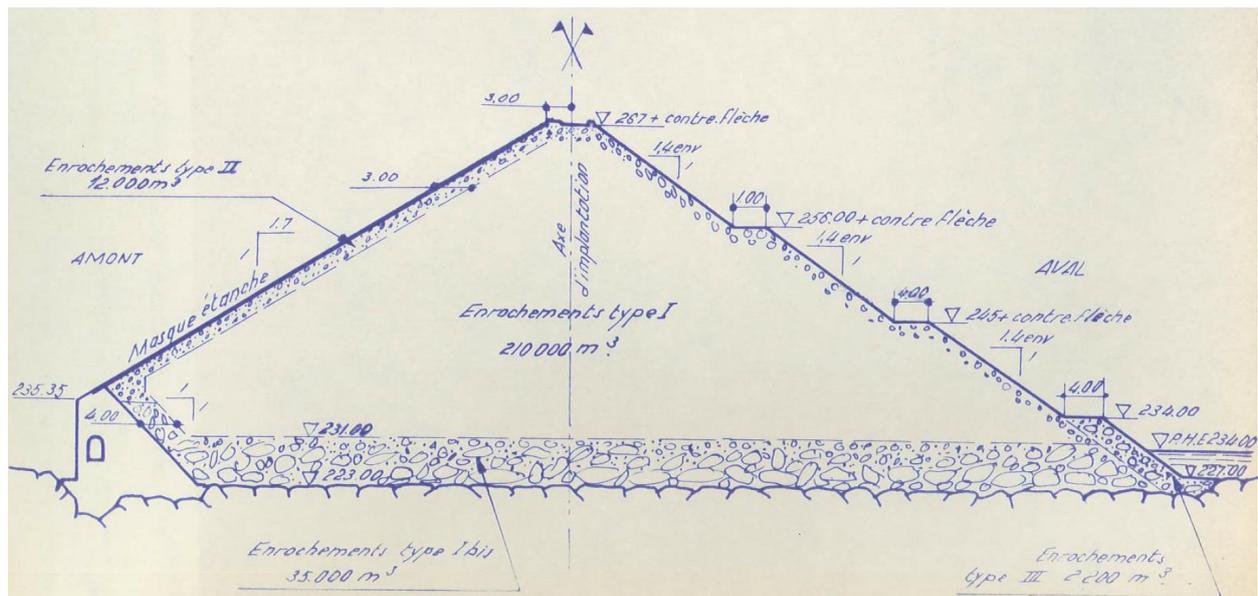


Figure 24 : Zonage théorique du barrage

Le massif de la digue est constitué par des enrochements de gneiss extraits dans une carrière ouverte en rive droite dans la retenue à quelques centaines de mètres à l'amont du barrage. Selon les archives :

- la zone dite 1bis correspond à la base du barrage jusqu'à la cote 231 m NGF (environ 8 m pour 10 couches) ;
- la zone dite 1 correspond au corps du barrage au-dessus de la cote 231 m NGF (environ 37 m pour 33 couches).

Dans la zone 1, la granulométrie des enrochements avant compactage devait répondre aux caractéristiques suivantes :

- moins de 15% de passant au tamis de 5 mm,
- moins de 50 % de passant au tamis de 100 mm,
- $D_{max} < 1m$.

Un caractère drainant était recherché pour la zone 1bis en réduisant la proportion de fines :

- moins de 10% de passant au tamis de 5 mm,
- moins de 30 % de passant au tamis de 100 mm,
- $D_{max} < 1m$.

En pratique, l'examen des ordres de service et des granulométries réalisées durant le chantier a montré que cette nuance trop ténue entre les deux enrochements n'a pu être strictement respectée.

Sur le parement aval, une granulométrie plus grossière a été obtenue au moyen d'un lavage à la lance à eau.

Sur le parement amont (zone 2), un matériau drainant calcaire 5/200 mm a été mise en œuvre.

Au pied aval du barrage (zone 3), un massif de gros enrochements 500-2500 kg a été disposé de manière à protéger le pied de digue contre l'érosion. Cette carapace constitue la risberme inférieure.

Les 45 m de remblai ont été mis en œuvre suivant 43 couches. L'épaisseur moyenne est donc de l'ordre du mètre mais certaines couches ont atteint 1,3 m d'épaisseur après compactage. L'épaisseur des plus minces a été de l'ordre de 0,6 m.

L'édification s'est faite au rythme de 1 à 3 jours de mise en place pour une journée de compactage (3 jours en partie basse et 1 en partie haute). Les enrochements ont été régalez au bulldozer, arrosés à raison de 350 L/m³ en moyenne et compactées au rouleau vibrant ABG de 10,5 tonnes tracté par un bulldozer de 22 tonnes (quatre passes minimum).

Hors compactage, la mise en place du remblai a été réalisée en un peu plus de 100 jours de travail sur une période de 6 mois (de février à juillet 1966). Les cadences correspondantes sont de l'ordre de 2000 m³ par jour.

Le rapport relatif aux planches d'essais mentionne que l'enrochement obtenu était assez plein du fait de la granulométrie continue des matériaux de carrière.

Une contre-flèche de 0,5 m a été adoptée en crête.

4.7.3 PHASAGE DE LA CONSTRUCTION DU BARRAGE

Le phasage de la construction du barrage a été réalisé de manière à limiter le risque de rupture par surverse. Il a été reconstitué à partir des ordres de service délivrés pendant le chantier. Il est différent du phasage prévisionnel prévu au marché.

Les 3 phases sont illustrées sur le schéma suivant.

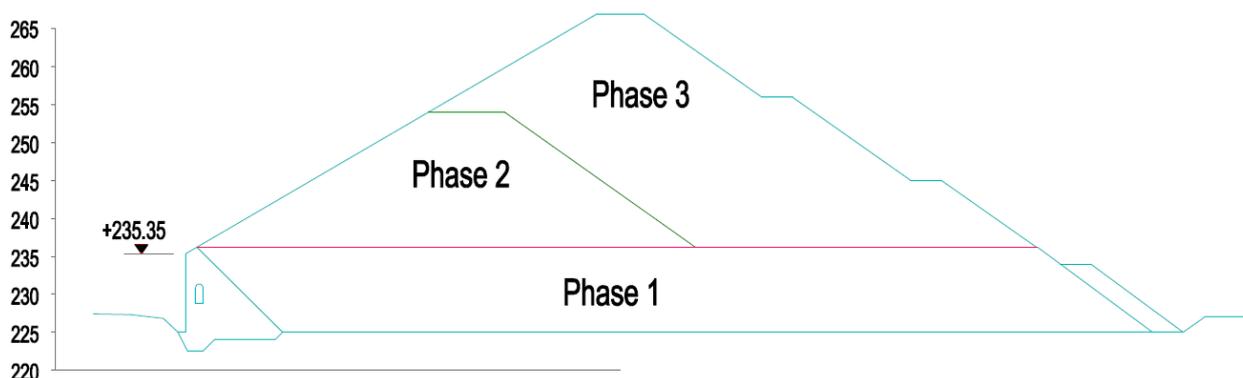


Figure 25 : phasage de la construction du barrage selon les ordres de service

En phase 1 (du 11 février au 5 avril 1966), le remblai a été édifié jusqu'à la cote 235 m NGF. Jusqu'à cette cote, le risque de rupture était nul les galeries sous le remblai n'étaient pas encore obstruées par les seuils des pertuis de fond.

En phase 2 (du 16 avril au 24 juin), le remblai amont a été monté jusqu'à environ 254 m NGF. Cette phase était la plus à risque en termes de rupture par surverse malgré l'ouverture des galeries.

En phase 3 (du 27 juin au 17 juillet), le remblai a été monté jusqu'à la crête.

Une analyse des granulométries réalisées durant le chantier sur des échantillons de 10 tonnes a été menée par ISL.

Le graphique suivant présente les 6 granulométries disponibles pour la phase 1 (zone 1bis étendue). La courbe noire correspond à la courbe moyenne.

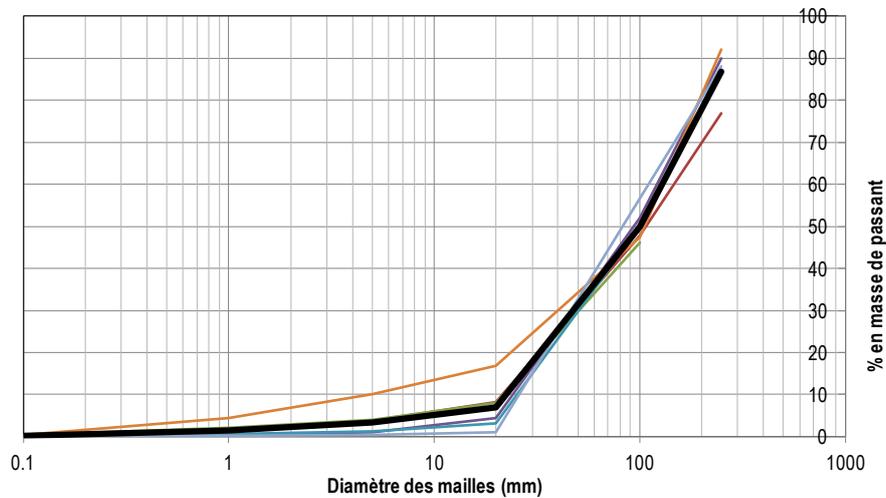


Figure 26 : Granulométrie de phase 1

Le fuseau est étroit. Le passant à 5 mm est a priori respecté (<10%). Le passant à 100 mm est de l'ordre de 50%. Il est supérieur à l'objectif (<30% pour la zone 1bis). Environ 85% des éléments ont un diamètre inférieur à 250 mm.

Le graphique suivant présente les 6 granulométries disponibles pour la phase 2. La courbe noire correspond à la courbe moyenne.

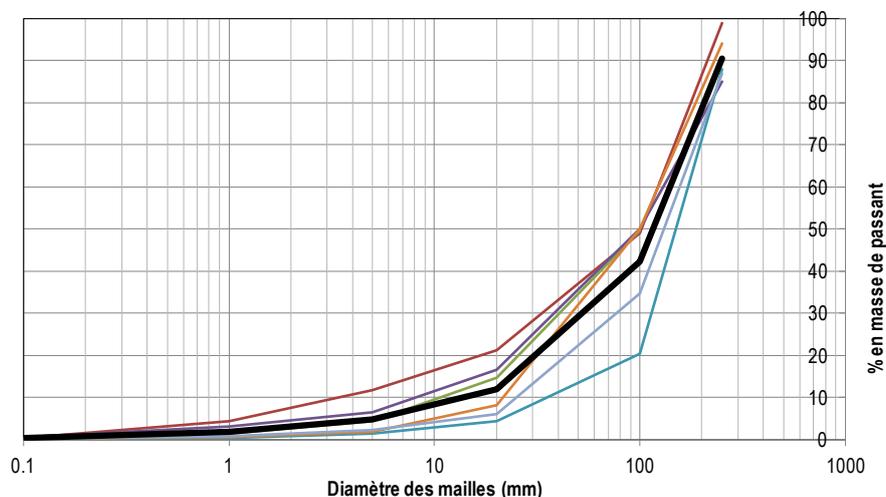


Figure 27 : Granulométrie de phase 2

Le fuseau est plus large que pour la phase 1. Le passant à 5 mm est a priori respecté (<15%). Le passant à 100 mm est compris entre 20 et 50%. Il est conforme à l'objectif (<50%). Environ 90% des éléments ont un diamètre inférieur à 250 mm.

Le graphique suivant présente les 31 granulométries disponibles pour la phase 3.

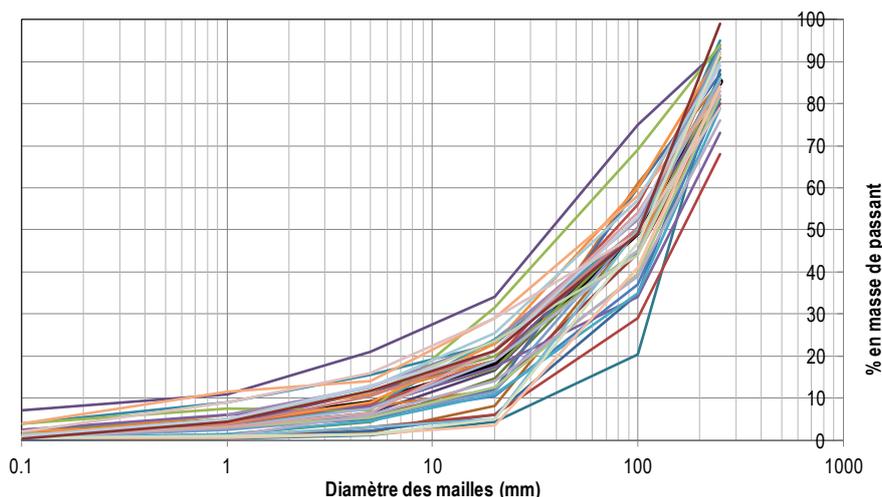


Figure 28 : Granulométries de phase 3

Le fuseau est plus large que pour les phases précédentes. Le passant à 5 mm est majoritairement respecté (<15%). Le passant à 100 mm est compris entre 20 et 75% pour un objectif <50%. Environ 70 à 95% des éléments ont un diamètre inférieur à 250 mm.

Le graphique suivant présente une synthèse des graphiques précédents avec :

- en vert : la courbe moyenne de phase 1 ;
- en noir : la courbe moyenne de phase 2 ;
- en rouge : le fuseau de la phase 3 en excluant les 3 granulométries s'écartant le plus des autres.

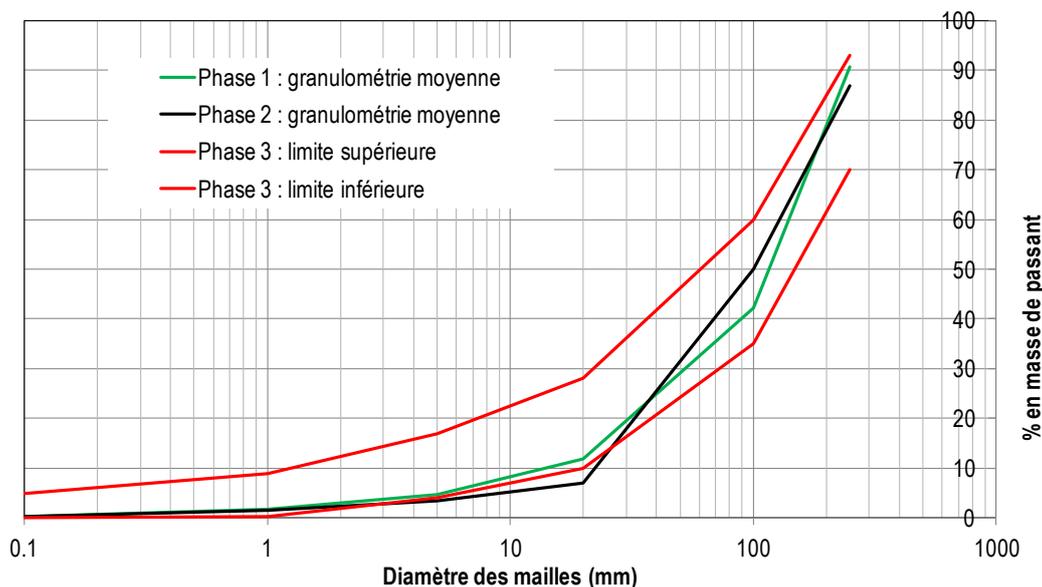


Figure 29 : fuseau granulométrique de phase 3 et granulométries moyennes des phases 1 et 2

Les enrochements de phase 1 au fuseau étroit apparaissent effectivement comme plus pauvres en éléments fins que les enrochements des autres phases. A ce titre, les enrochements de phase 2 sont intermédiaires entre ceux de phase 1 et ceux de phase 3 dont la production a sans doute fait l'objet d'un contrôle moins important.

On note surtout la faible proportion d'éléments supérieurs à 250 mm : en moyenne de l'ordre de 20% en masse. La granulométrie est très étalée avec coefficient d'uniformité ($C_u = D_{60}/D_{10}$) de l'ordre de 30. Il est probable que le compactage ait conduit à une réduction complémentaire des plus gros éléments.

L'enrochement peut être considéré comme un enrochement fin bien gradué et il ne faut pas se fier aux enrochements visibles en parement aval. Ce type d'enrochement correspond à celui recherché par l'approche moderne des barrages en enrochements.

Le caractère bien fermé du remblai est visible sur les photographies prises pendant la construction.

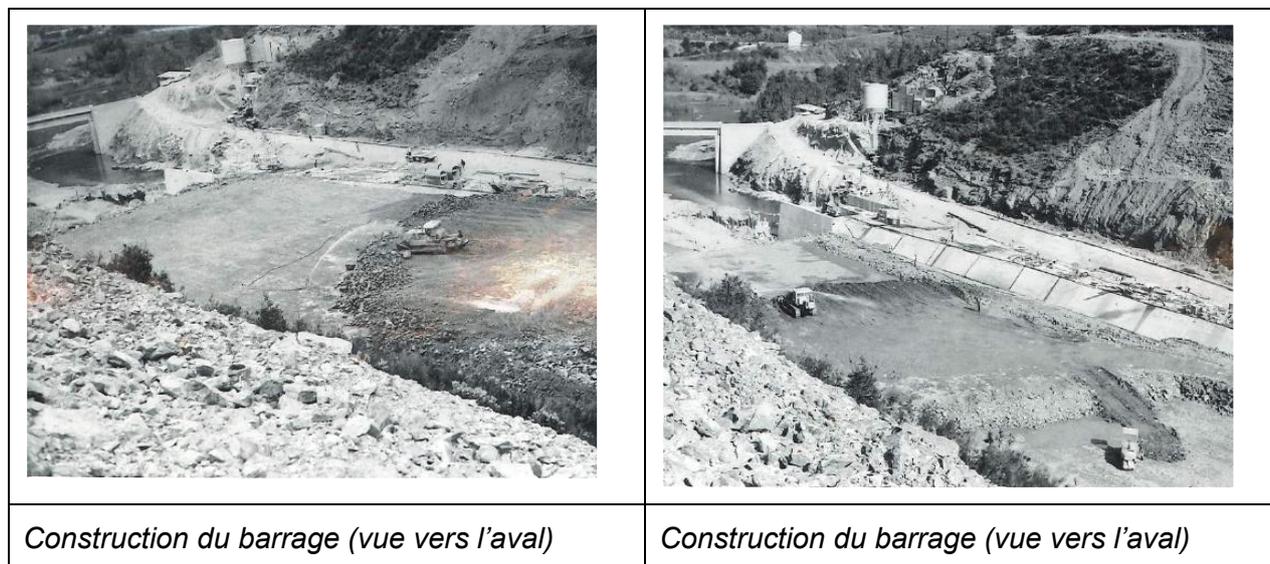


Figure 30: Photos de la construction de la phase 1 du barrage

4.8 PARAMETRES GEOTECHNIQUES RETENUS

La bibliographie ne comprend pas de note de calcul de la stabilité au glissement du barrage. Elle ne présente pas non plus d'évaluation des caractéristiques mécaniques du remblai.

Les éléments suivants sont issus de la pièce [1]. Ils sont les seuls disponibles à notre connaissance sur le barrage justifiant le choix des pentes des talus.

« La pente amont de l'ouvrage est de 1,7H/1V. Bien qu'une pente de 1,5H/1V soit considérée comme non dangereuse pour le fluage du masque d'après certains essais récents [...], un léger adoucissement de pente est nécessaire pour permettre une pose aisée du masque. »

« La pente aval est en moyenne de 1,8H/1V. En fait, la mise en place des enrochements se fera au talus naturel des enrochements. Des risbermes situées aux cotes 255 et 243 permettront une mise en place plus facile. Elles économisent, de plus, un certain volume d'enrochements sur la face aval et laissent une certaine latitude sur la valeur du talus naturel que l'on obtiendra en fait sur le chantier. »

La pente entre les risbermes est de 1,4H/1V correspondant à un angle de 36°. En intégrant les risbermes, la pente moyenne est de 1,8H/1V correspondant à un angle de 29°.

4.9 DESCRIPTION DU DISPOSITIF D'AUSCULTATION

4.9.1 DISPOSITIF D'AUSCULTATION

Le dispositif d'auscultation du barrage comprend les éléments suivants.

Du point de vue de la surveillance du comportement hydraulique :

Le barrage est équipé au total d'un réseau de 45 drains dont les débits sont collectés et suivis au droit de 6 points de mesure des débits de fuites du corps du barrage, de ses fondations et de ses galeries de rives.

- 7 des 12 drains de la galerie batardeau sont tubés et crépinés et sont également mesurés en piézométrie, dont 5 au moyen de manomètres.
- 4 drains en galerie rive gauche et 5 drains en galerie rive droite sont également tubés et crépinés.

Un seuil de mesure permet également de mesurer les débits de drainage d'une galerie de reconnaissance forée dans le versant de rive gauche au pied du barrage.

Le barrage est également équipé en pied aval d'un réseau de huit piézomètres extérieurs mesurés à la sonde.

Du point de vue de la surveillance des déplacements et phénomènes géomécaniques :

- 18 dispositifs de mesure d'écartement des joints, 12 en galerie ovoïde, 2 en galerie batardeau, 3 en galerie RG et 1 en galerie RD.

Du point de vue topographique :

En planimétrie et altimétrie :

- 15 cibles réparties sur 3 niveaux du parement amont (masque bitumineux)
- 1 cible sur la tour de prise
- 2 cibles extérieures

En altimétrie uniquement :

- 5 repères de nivellement sur le couronnement et les risbermes du parement aval.

4.9.2 DISPOSITIF DE MESURE

Les données hydroclimatiques (pluviométrie au local de surveillance du barrage de Sainte Cécile d'Andorge) et hydrauliques (cote du plan d'eau amont) sont mesurées hebdomadairement par le surveillant (lors de la tournée d'inspection visuelle et de contrôle) et en continu par les appareils.

La cote du plan d'eau est mesurée au moyen :

- d'une échelle limnimétrique, située au droit du muret de rive du masque, en rive gauche, ainsi qu'au droit de la tour de l'évacuateur de crues,
- d'un limnimètre bulle à bulle, implanté au droit de la tour de l'évacuateur de crues puis dans la chambre de manœuvre de la vanne de vidange rive gauche,

La pluviométrie est mesurée par un radar (en partenariat avec le SPC Grand Delta) installé au sommet de la tour.

L'archivage des données se fait sur support informatique et sur le registre de l'ouvrage.

4.9.3 INTERPRETATION

L'analyse suivante sur l'évolution des débits de drainage, de la piézométrie et des mouvements relatifs au barrage de Sainte Cécile résulte de la synthèse de BRL Ingénierie dans l'étude de dangers produite en décembre 2014 [2]. Elle se fonde sur les résultats des rapports d'auscultation établis depuis la fin de construction de l'ouvrage jusqu'à maintenant, soit une période d'environ 45 ans :

- Piézométrie :

Les piézomètres en pied de barrage ont un niveau piézométrique stabilisé qui augmente après chaque montée du plan d'eau, et revient ensuite à sa mesure d'origine. Ce constat est également lié à la pluviométrie. Concernant les piézomètres dans l'emprise du barrage, leur comportement est stable avec un niveau piézométrique bien inférieur à celui du plan d'eau, ce qui témoigne de l'efficacité du voile d'étanchéité. Seul le piézomètre D29P6 réagit de manière significative aux variations du plan d'eau avec un calage piézométrique plus haut, situé 5m sous le niveau de plan d'eau. Néanmoins le comportement de ce piézomètre reste stable ce qui permet de relativiser le phénomène.

- Drainage :

Les débits cumulés des drains rive droite et rive gauche ainsi que dans la galerie de reconnaissance sont sensiblement identiques au fil des années et n'ont connu qu'une évolution limitée.

Hors période de crues, le débit total des drains dans le barrage est actuellement de l'ordre de 23 L/min, dont 21 L/min pour la galerie batardeau, (elle-même conditionnée principalement par les drains 19-20). Le débit de la galerie batardeau était de 32 L/min en moyenne sur la période 2001-2011 et atteignait les 50 L/min en 1995. En effet, on observe une diminution des débits des drains de la galerie batardeau, plus particulièrement des drains 19-20 mais également, dans une moindre mesure, des drains D26, D23 et 25p4 dans le thalweg de la vallée (voir plan de localisation en ANNEXE 1).

La piézométrie dans ce secteur reste constante. Les drains ont pu légèrement se colmater et l'eau utilise un autre cheminement puisqu'on n'observe pas d'augmentation de la piézométrie. Une autre explication pourrait être un étanchement des réseaux de circulation d'eau par l'augmentation du dépôt solide en fond de retenue et plus particulièrement à proximité de l'ouvrage.

Concernant les galeries RD et RG, les augmentations ponctuelles des débits sont principalement dues à une augmentation des débits en partie haute de l'ouvrage, notamment des drains 44p17 et 1p18, et dans une moindre mesure par les drains 37p13 et 5p16. Ces drains horizontaux sont tubés sur une grande partie de leur linéaire et crépinés sur leurs 4 derniers mètres. De plus, les deux principaux drains débitants sont situés à une cote de 260 mNGF. Les débits semblent donc influencés par le ressuyage des versants lors des événements pluvieux.

- Topographie :

L'analyse des mesures altimétriques des repères de nivellement sur la face aval montre une poursuite des tassements de façon homogène sur l'ensemble des repères, à raison de 0,4 mm par an en moyenne. Les maximas sont logiquement observés en partie centrale où ils atteignent 11,9 cm (hauteur de remblai la plus importante). Les tassements moyens annuels sont de l'ordre du millimètre pour cette partie d'ouvrage. L'analyse des mesures altimétriques des cibles et piliers en face amont montre également une poursuite des tassements de façon homogène.

Concernant les déplacements altimétriques, il faut noter le cas particulier des cibles 186 et 189. En effet, ces cibles ne semblent pas indiquer une baisse des tassements en rives par rapport aux cibles situées plus au centre. Ceci est encore corrélé par le fait que ces cibles sont affectées d'un mouvement régulier vers l'amont alors que la tendance sur les autres cibles est un déplacement vers l'aval ou pas de déplacement. Ce comportement pourrait peut-être s'expliquer par les désordres observés sur le masque. En effet les cocardes étant en contact direct avec le masque, il est possible qu'un fluage de celui-ci entraîne ces cocardes vers le bas et vers l'amont. A noter que plusieurs fissures ont été observées au-dessus de la cocarde 186.

4.10 RAPPORT DE PREMIERE MISE EN EAU

Dans un premier temps, il convient de rappeler que, depuis la création du barrage en 1966 (45 ans), la tulipe n'est jamais entrée en service. La cote maximale atteinte a été d'environ 253 m NGF en octobre 1977. Cette cote représente :

- un remplissage de 11 m au-dessus de la cote de RN (242 m NGF) ;
- une cote située environ 8 m sous la cote du seuil de la tulipe.

Etant donnée la courte durée des crues et la capacité importante des pertuis de demi-fond, il est difficile d'organiser une tournée d'auscultation lorsque le niveau maximum de la retenue est atteint.

La révision spéciale (cf. document A [8]) a conduit à recommander d'étudier la faisabilité d'une mise en eau contrôlée de la retenue pour éprouver le barrage et plus particulièrement son masque.

L'objectif fixé pour le remplissage était la cote 261,34 m NGF en obturant provisoirement les pertuis. Cette cote correspond à la mise en service de la tulipe. Elle représente environ 75% de la charge sous les futures PHE. Pour cette cote, le volume de la retenue est de $10,2 \cdot 10^6 \text{ m}^3$.

Les détails de cette analyse sont présentés dans le document [9] et sont synthétisées dans le document C du dossier de révision spéciale [8].

Le CTPBOH a conclu dans son avis (séance n°349 du 29 mars 2017) que la procédure proposée pour une mise en eau contrôlée présente, en l'état actuel, plus d'inconvénients que d'avantages.

4.11 PROCES-VERBAUX DES VISITES DECENNALES DES OUVRAGES

- 1982 : Première visite décennale
- 1992 : Seconde visite décennale (à retenue vide)
- 2003 : Troisième visite décennale
- 2013 : Examen technique complet (ETC)

Les recommandations émises lors de l'ETC réalisé sous la supervision de BRLi en 2013 et les suites données sont présentées dans les tableaux suivants

Tableau 7 : Recommandations en matière de sureté hydraulique :

Recommandations formulées en 2013	Suites données
Réparer des dégâts mineurs du masque survenus lors de l'opération de déboisement en pied RG, entre la cote 240.6 m NGF et la plinthe ;	Non réalisés. De nouveau observés lors de l'inspection du masque en 2020. Sans évolution.
Réhabiliter ou remplacer la drome flottante ;	Remplacement de la drome en 2016
Procéder à un renforcement de la galerie de drainage RG (dans le versant au pied du barrage) avec la réalisation d'une coque en béton projeté fibré et le confortement de certaines zones par clouage ;	Ces travaux seront à réaliser une fois les travaux du projet de sécurisation du barrage achevés.
Mener une réflexion sur la gestion des embâcles au droit en amont des vannes de vidange ;	Durant la VTA 2022, le CD30 a précisé vouloir lancer en 2023-2024 une étude portant sur la cinétique d'engravement (phénomène rencontré également sur ses autres ouvrages).
Poursuivre le contrôle biennal des épaisseurs des conduites de vidange RD et RG, et de la prise étagée en l'attente d'une réhabilitation des conduites préconisée à moyen terme ;	L'exploitant s'est doté d'un appareil de mesure permettant le contrôle des épaisseurs et une campagne de mesure a pu être réalisée en 2021.

Recommandations formulées en 2013	Suites données
	<p>Cette campagne n'a pas mis en évidence d'évolution significative de la perte d'épaisseur (de l'ordre de 0,1 mm depuis 2009).</p> <p>L'épaisseur est en moyenne de 5,64 mm (pour une origine théorique de 6,5 mm) à l'exception d'une mesure à 4 mm sur un point de mesure localisé.</p> <p>Le suivi de mesures de l'épaisseur des conduites a été intégré aux procédures de l'Exploitant (M14).</p> <p>Par ailleurs, les conduites de vidange et de restitution ont fait l'objet d'un nouvel examen exhaustif en 2021-2022 dans le cadre de l'actualisation de l'EDD décennale de l'ouvrage. À la lumière des résultats, les besoins de réhabilitation pourront être rediscutés.</p>
<p>Procéder à un hydrocurage des drains et piézomètres encombrés/obstrués par des sédiments/boues ;</p>	<p>Un hydrocurage a été réalisé en 2019 sur un certain nombre de dispositifs en RG, en RD et en galerie batardeau (dans le cadre d'un marché de création de nouveaux piézomètres en galerie batardeau).</p>
<p>Veiller à la bonne fermeture des robinets d'isolement lors des mesures des niveaux piézométriques.</p>	

Tableau 8 : Recommandations en matière d'entretien, d'exploitation et de surveillance de l'ouvrage :

Recommandations formulées en 2013	Suites données
<p>Sur le masque amont :</p> <ul style="list-style-type: none"> ● effectuer un nettoyage du masque pour lui rendre sa teinte claire ; ● retirer un bloc rocheux tombé sur le masque amont, en pied RD et, si besoin est, procéder à une réparation ; ● combler divers points d'impacts ; ● reprendre le colmatage des fissures affectant les doucines RD et RG ; ● reprendre les jonctions d'étanchéité aux endroits où celles-ci se décollent ; ● suivre l'évolution des désordres du masque listés ci-dessus ; 	<p>Sans évolution depuis 2013.</p>
<p>Modifier le garde-corps installé par le SPC suite à la mise en place du nouveau radar de mesure de la cote du plan d'eau afin de ne pas compromettre la réalisation des mesures topométriques ;</p>	<p>Le prestataire topo ne fait plus remonter de gênes lors de ses mesures annuelles. Toutes les visées sont effectuées.</p>
<p>Renforcer un caillebotis au droit de la plateforme inférieure de la tulipe ;</p>	<p>Non réalisé. Préconisation davantage liée au confort de l'exploitant. Non jugée prioritaire.</p>

Recommandations formulées en 2013	Suites données
Poursuivre le suivi des infiltrations au droit du joint GO-01 ;	Intégré au suivi (cf. rapport d'auscultation annuel)
Poursuivre les chasses effectuées et réaliser un levé bathymétrique de contrôle à fréquence biennale au droit de l'entonnement des vannes, ainsi qu'après un événement susceptible de générer un apport solide ;	Compte tenu des contraintes de réalisation, les chasses sont difficiles à réaliser et donc peu nombreuses. L'exploitant a poursuivi en 2022 le levé biennal devant la tour de prise.
Remplacer la conduite de restitution corrodée dans la chambre extérieure par une conduite neuve (avec rénovation de la vanne en atelier, reprise de l'étanchéité et amélioration du système d'évacuation des eaux d'écoulement) ;	Intégré dans le projet de sécurisation.
Réhabiliter les rainures à batardeau fortement corrodées ;	Non réalisé à ce jour.
Diagnostiquer les grilles devant les vannes de la prise étagée ;	Le diagnostic des grilles a été réalisé lors du Diagnostic Exhaustif du barrage en 2022 par une inspection subaquatique.
Remplacer les dispositifs de mesure d'écartement des joints dans la galerie ovoïde.	Réalisé en 2015.

5 PRESENTATION DES TRAVAUX

5.1 SYNTHÈSE DES DIMENSIONS ET CARACTÉRISTIQUES PRINCIPALES DU PROJET

Le tableau ci-dessous présente la synthèse des dimensions et caractéristiques principales du projet.

Les valeurs de débits sont **celles déduites des derniers résultats de la modélisation 3D hydraulique et de la modélisation physique** qui ont définitivement figées la loi d'évacuation ($Q=f(z)$) du nouvel évacuateur. Elles ont volontairement été arrondies à la dizaine pour éviter toute précision illusoire.

Nota : Concernant les débits évacués par la tulipe et l'évacuateur pour différentes périodes de retour, dans les documents annexes, des valeurs légèrement différentes de celles présentées dans le tableau suivant peuvent apparaître. Elles sont la conséquence des délais réduits de réalisation des études qui a conduit à mener en parallèle de nombreuses analyses avant d'avoir définitivement figé la loi d'évacuation de l'évacuateur. Ces écarts ne remettent pas en cause la conclusion de ces analyses.

Tableau 9 : dimensions et caractéristiques principales du projet

Cote de crête	267,80 m NGF
Cote du parapet	268,80 m NGF
Seuil de l'évacuation de surface	Altitude : 262,50 m NGF Largeur amont : 48,9 m Largeur aval : 46,1 m
Crue millénale Q1000	Q entrant = 1 610 m ³ /s Q total sortant = 1 090 m ³ /s Q _{evc} = 240 m ³ /s Q _{galerie} = 850 m ³ /s Cote de retenue : 264,45 m NGF
Crue décennale Q10 000	Q entrant = 2 520 m ³ /s Q total sortant = 1 790 m ³ /s Q _{evc} = 870 m ³ /s Q _{galerie} = 920 m ³ /s Cote de retenue : 267,06 m NGF
Crue cent-millénale : Q100 000	Q entrant = 3 280 m ³ /s Q total sortant = 2 322 m ³ /s Q _{evc} = 1 360 m ³ /s Q _{galerie} = 950 m ³ /s Q _{RN106} = 12 m ³ /s Cote de retenue : 268,65 m NGF
RN 106	Altitude de la route après rehausse à l'axe du barrage : 267,88 m NGF (à l'axe de la chaussée)

La revanche liée aux vagues pour les PHE a été estimée à 1,35 m dans le cadre de l'étude de danger après travaux [21]. En appliquant cette revanche à l'altitude du parapet (268,8 m NGF), il vient une cote maximale des PHE de 267,45 m NGF.

Après travaux :

- l'hydrogramme décamilléral retenu conduit à une cote arrondie à 267,1 m NGF ;
- La cote de débordement de la RN106 après rehausse est de 267,8 m NGF (soit une cote égale à celle du couronnement du barrage).

Il est proposé de retenir comme cote des PHE la valeur de 267,1 m NGF. Elle permet de ménager une revanche de :

- 1,7 m avant déversement sur le parapet,
- 0,7 m avant débordement par la RN106

La cote de danger correspond à la cote au-delà de laquelle les marges de sécurité ne peuvent plus être quantifiées. Dans l'état aménagé, **la cote de danger peut être fixée à la cote du parapet soit 268,8 m NGF.** Il s'agit d'une valeur prudente compte tenu de la résistance à la surverse de la structure en BCR.

Des débordements sont possibles à partir de la cote 267,8 m NGF. Toutefois, l'analyse de risque (cf. ANNEXE 14) a montré que les dispositions retenues permettaient de maîtriser le risque d'endommagement du barrage (dalle ancrée sous le revêtement de la RN106 et nouvelles GBA fondées sur une longrine en béton armé).

5.2 CRETE DU BARRAGE

La crête du barrage est présentée sur le plan n°19F148-DCE-SCA-007.

La crête du barrage a une largeur totale de 6,0 m et une largeur circulaire de 4,9 m. Elle est calée à la cote 267,8 m NGF.

L'accès à la crête se fait directement depuis la RN106. Il est sécurisé par un portail d'accès coulissant, étanche et permettant de résister à une charge hydraulique de 0,85 m correspondant à celle d'une crue de période de retour de 100 000 ans.

Côté aval, la crête est munie d'une glissière de sécurité type GS4 prévenant tout risque de chute pour les véhicules. Côté amont, elle est munie d'un parapet en béton armé qui assure également la fonction de pare-vague. Ce parapet a une hauteur d'un mètre et sa cote d'arase est 268,8 m NGF.

La circulation se fait directement sur une dalle de béton armé de 30cm d'épaisseur mise en œuvre sur la dernière couche de BCR. En rive gauche, cette dalle est solidarifiée par des armatures à celle réalisée sous la RN106 (voir § 5.8). En rive droite, elle se referme sur le rocher de l'appui.

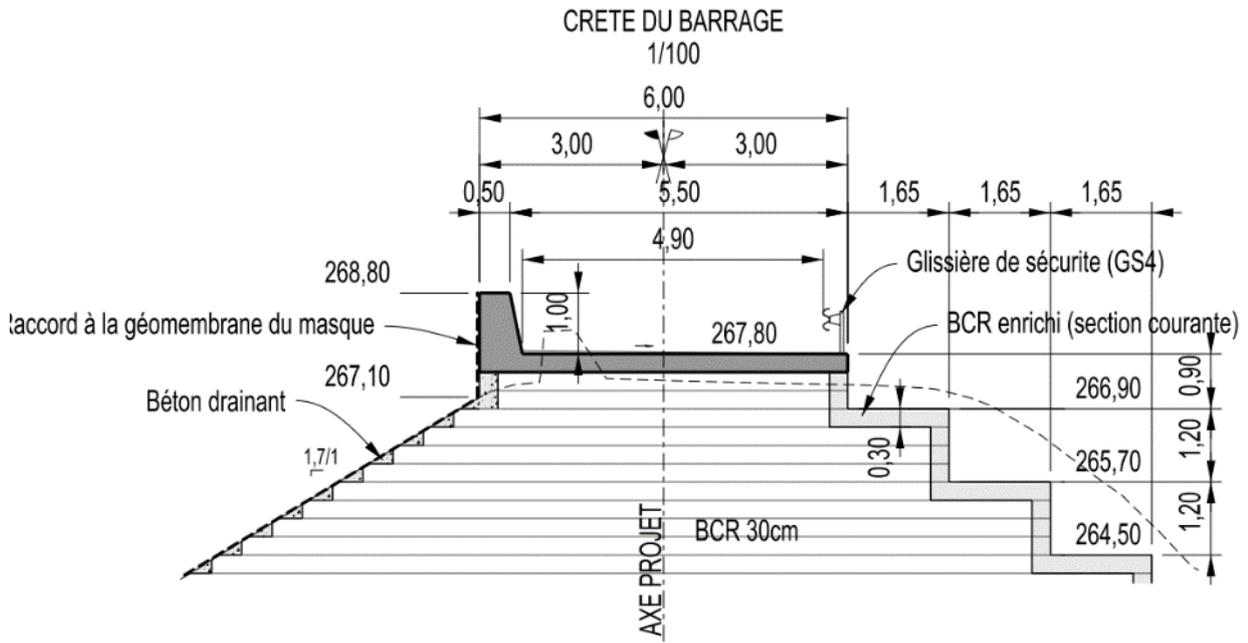


Figure 31 : Détail de la crête du barrage

5.3 PAREMENT AVAL EN BCR

Le parement aval en BCR (béton compacté au rouleau) est présenté sur la figure suivante.



Figure 32: Parement aval en BCR

5.3.1 SECTION COURANTE

La section courante du barrage est présentée sur les plans n°19F148-DCE-SCA-008 et 19F148- PRO-SCA-009.

En section courante, la hauteur des marches est de 1,2 m et elles sont réalisées en BCR enrichi au coulis. Ce choix est motivé par :

- l'absence de déversement ;
- des exigences moindres en matière de fissuration lors de la prise du BCR ;
- la qualité du rendu du parement souhaitée.

Ces marches sont réalisées à l'avancement du BCR, elles sont coffrées (coffrage unique depuis l'aval), le BCR est mis en œuvre contre le coffrage puis enrichi avec un coulis de ciment sur une épaisseur allant de 1 à 2 fois l'épaisseur d'une couche (30 à 60 cm).

Une variante visant à remplacer le BCR enrichi par un BCV (béton conventionnel vibré) ferrailé reste envisageable en phase chantier.

5.3.2 SECTION DEVERSANTE

La section déversante du barrage est présentée sur les plans n°19F148-DCE-SCA-007.

5.3.2.1 Entonnement de l'évacuateur

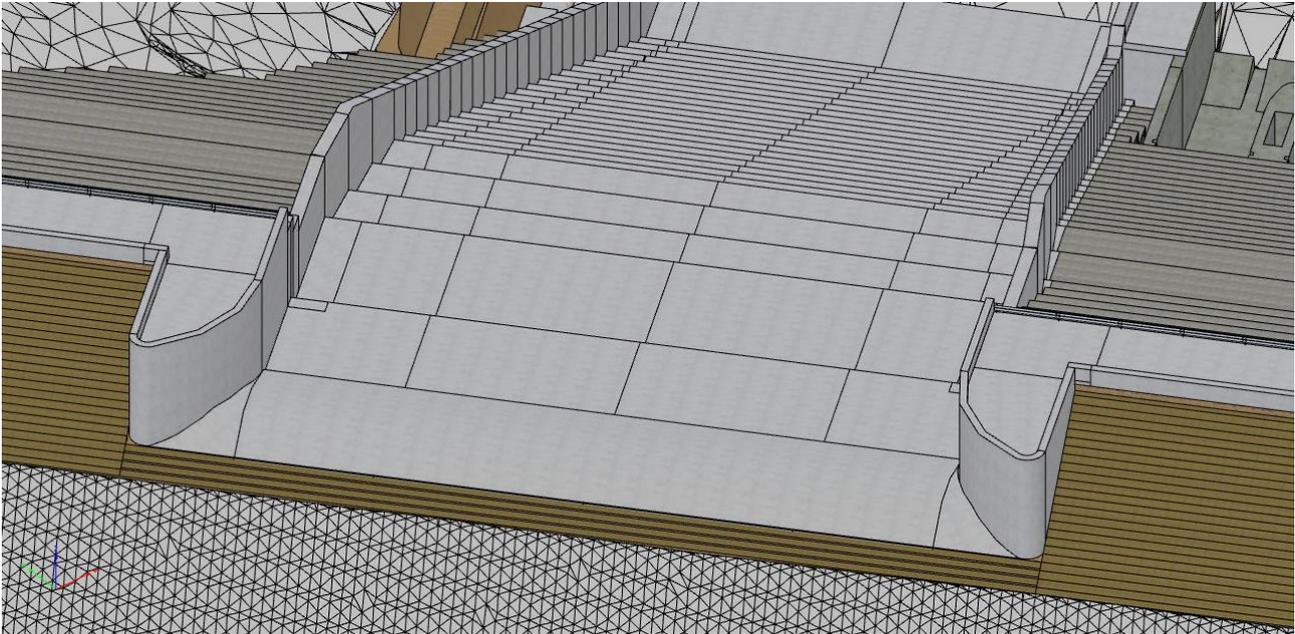


Figure 33 : Vue 3D de l'entonnement du seuil

L'entonnement de l'évacuateur de crues se fait entre deux bajoyers massifs (BCR) profilés hydrauliquement de manière à améliorer les conditions d'écoulement dans ce secteur.

Le profil hydraulique des bajoyers a été déterminé à partir des résultats des modèle hydrauliques 3D effectués dans le cadre de l'avant-projet et du projet puis validé par les modélisations physiques.

Le profil incurvé des bajoyers se termine au niveau du seuil de l'évacuateur de crue. Celui-ci est calé à la cote 262,50 m NGF et est réalisé en béton armé, ancré dans les couches inférieures de BCR. La longueur du seuil est de 48,9 m sur l'arrête supérieure amont et 46,1 m sur l'arrête supérieure aval.

5.3.2.2 Coursier

En section déversante, la hauteur des marches est de 1,2 m et elles sont réalisées en BCV armé. Ce choix est motivé par :

- Les fortes sollicitations en cas de déversement :
 - ◆ les vitesses d'écoulement peuvent aller jusqu'à 20 m/s ;
 - ◆ les pressions hydrauliques sont fluctuantes avec un risque de cavitation (faible selon les analyses réalisées) dans les zones de changement de pente et de fortes vitesses- cf. §9.5.4 ;
- Des exigences en termes de fissuration lors de la prise du BCR : les ouvertures de fissures doivent être minimales pour maintenir la fonction d'étanchéité du béton.

La figure ci-dessous présente un principe de ferrailage des marches du parement aval dans la section déversante. L'épaisseur de BCV est de 30 cm.

La technique de réalisation des marches du coursier sera ouverte aux variantes afin de permettre à chaque entreprise soumissionnaire de proposer des dispositions garantissant leur rapidité de mise en œuvre.

DÉTAIL 7

Armature des marches en Béton armé 1/50

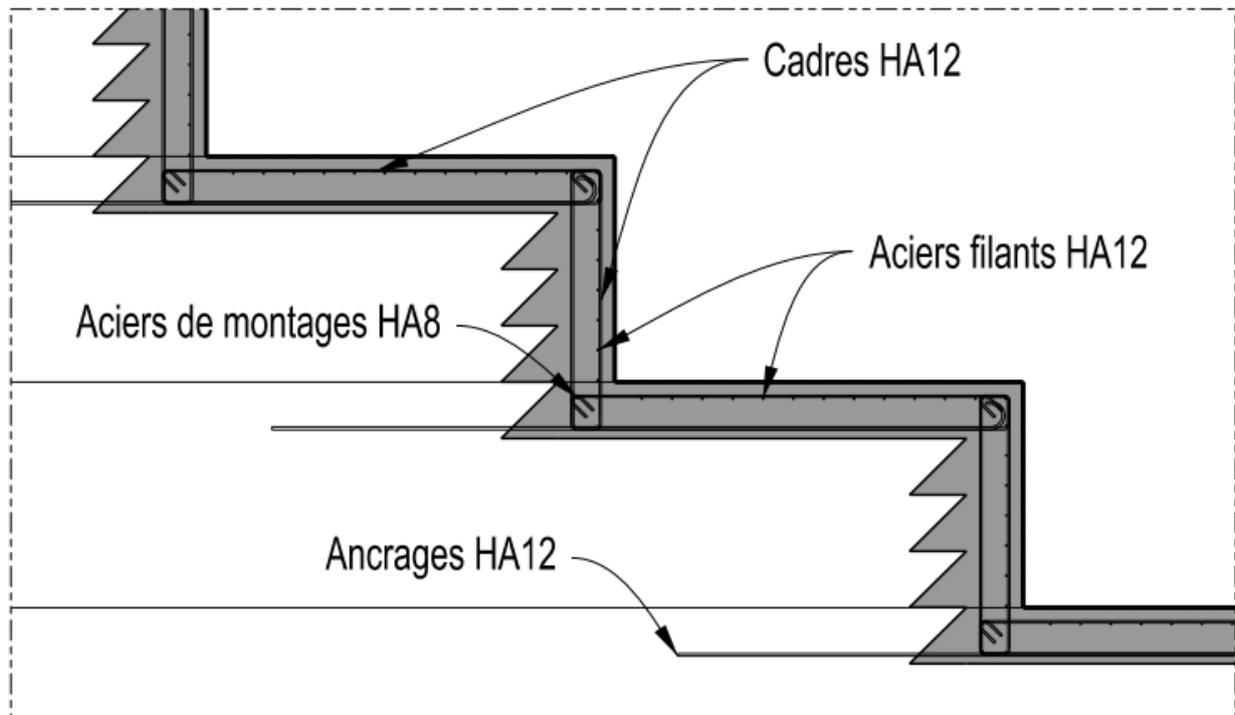


Figure 34 : Principe du ferrailage des marches d'un coursier en marche d'escalier.

5.4 JOINTS

Le parement en BCR comprend des joints amont/aval. Le plan de calepinage des joints est présenté sur la figure suivante. Il a été déterminé à partir du modèle thermomécanique et de l'étude des tassements. L'espacement maximal entre joints transversaux est de 19 m.

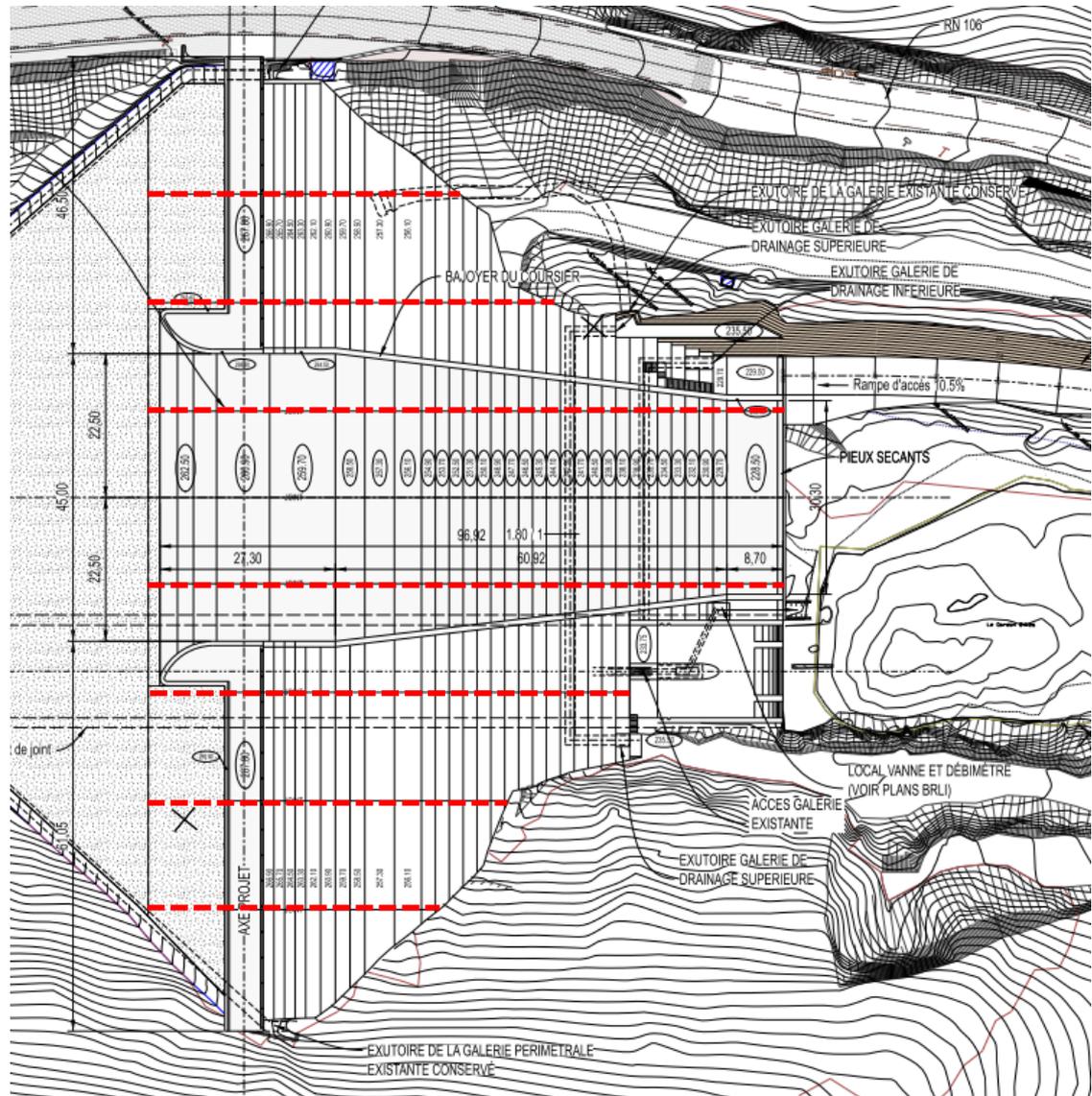


Figure 35 – Vue en plan – Implantation des joints

Les joints préviennent d'une fissuration importante de la recharge en BCR durant son refroidissement et réduisent les contraintes de flexion dans la direction rive à rive durant les tassements.

Dans la section déversante, les joints réalisés sont pourvus de joints waterstop installés en sous-face des marches dans le BCV, parallèlement au parement. Il est maintenu par un gabarit avant les phases de bétonnage.

Dans la section courante, les joints sont réalisés au fur et à mesure de la mise en œuvre du BCR par fendage de toutes les couches et sont équipés d'une lame de PVC. La possibilité de réduire le nombre de couches refendues sera étudiée sur la planche d'essai.

5.5 PROTECTION DU PIED AVAL DU BARRAGE

La section déversante du barrage est présentée sur le plan n°19F148-DCE-SCA-007.

En aval, la dissipation d'énergie est réalisée par le matelas d'eau formé par le débit transitant par les galeries d'évacuation et par le nouvel évacuateur de crues. Aucun bassin de dissipation revêtu n'est prévu, la puissance résiduelle de l'écoulement en pied des marches du coursier viendra, selon son intensité, éroder la terrasse alluviale puis le rocher.

Ce choix est motivé principalement par :

- la difficulté à assurer la protection du chantier contre les venues d'eau lors des phases de terrassement et de bétonnage d'un bassin de dissipation (fouilles initialement prévues 5,7 m sous le niveau d'eau à l'aval) avec une faible emprise disponible pour les ouvrages provisoires vu la proximité des galeries d'évacuation maintenues en service durant toute la durée du chantier ;
- les conséquences en termes de soutien d'étiage liées à l'abaissement du plan d'eau des Cambous sur une longue durée (dont le plan d'eau est à 227,0 m NGF à hauteur normale et atteint le pied du barrage du barrage de Sainte-Cécile d'Andorge).

Pour prévenir tout risque d'érosion régressive pouvant menacer le pied aval du barrage, un écran en pieux sécants (diamètre 800 mm) est mis en œuvre entre les galeries d'évacuation et l'appui rive gauche du barrage. Cet écran est ancré dans le rocher sain en fond de vallée (sur une profondeur minimale de 7,50m) et sur la rive jusqu'à une cote de 214,5 m NGF.

Le rideau assure également la fonction de batardeau durant le chantier pour une crue de période de retour 50 ans ($Z_{50} = 229,50$ m NGF) et permet la réalisation des déblais et la mise en place du BCR à sec au contact du substratum à son pied amont immédiat.

La profondeur de la fosse d'érosion susceptible de se former a été estimée à partir :

- des résultats des campagnes géotechniques,
- de la modélisation 3D hydraulique,
- des approches les plus récentes de la littérature (Annandale et Pells)
- du retour d'expérience de l'érosion constatée en aval des galeries d'évacuation du barrage depuis sa mise en service.

Cette analyse est présentée en ANNEXE 11. L'utilisation de ces approches de manière prospective conduit à estimer que la fosse d'affouillement susceptible de se former au pied de l'évacuateur devrait atteindre une cote minimale de 217 à 218 m NGF pour la crue de période de retour 10 000 ans.

La figure suivante présente l'ancrage de l'écran en pieux sécants (en béton armé) prévu au droit de l'ouvrage. Il est prévu de le fonder jusqu'à une cote de 214,5 m NGF soit environ 3 m sous le niveau minimal susceptible de s'établir au pied aval du coursier.

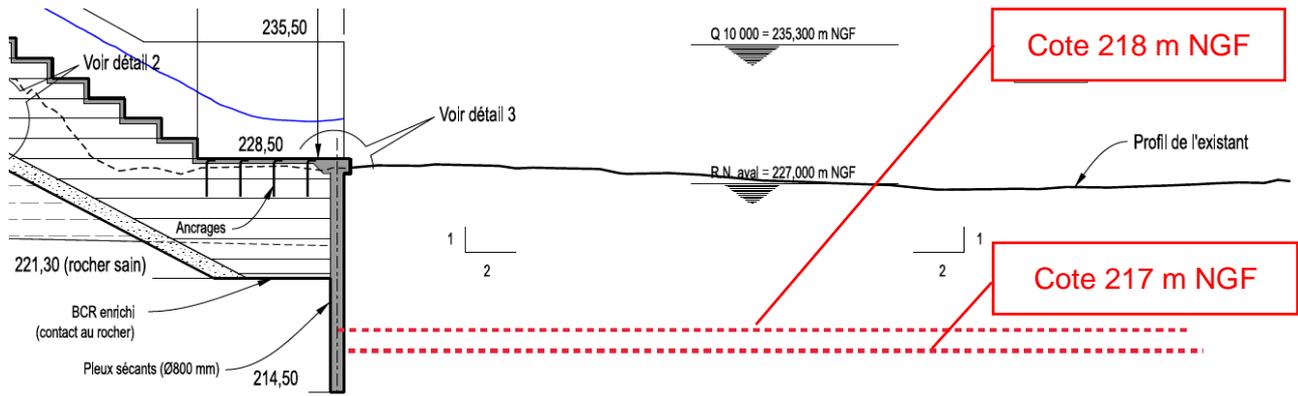


Figure 36 : Ecran en pieux sécants et cotes minimales de la fosse

L'écran assurera donc également une fonction de parafouille y compris dans la situation extrême selon laquelle la cote minimale serait atteinte au pied immédiat du barrage.

Le rideau se compose d'une alternance de pieux primaires non armés et secondaires armés, d'un diamètre de 800 mm et forés depuis une plateforme en remblai préalablement réalisée à la cote 229,50 m NGF.

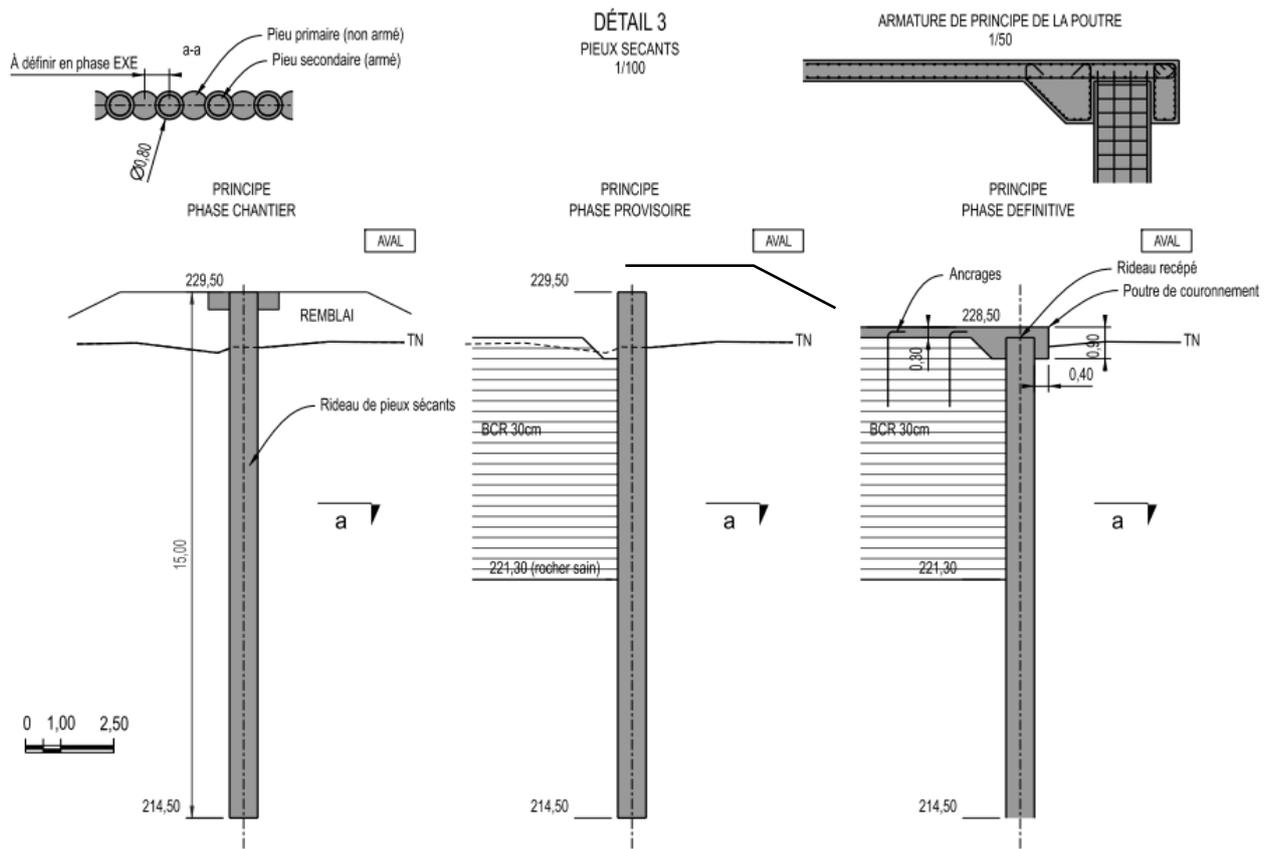


Figure 37 : Principe et phasage de réalisation du rideau de pieux sécants

Les dimensions principales de l'écran en pieux sécants sont les suivantes :

- Longueur : 41 m
- Cote de fondation : 214,5 m NGF
- Cote supérieure avant recépage (fonction de batardeau) : 229,5 m NGF
- Cote supérieure après recépage : 228,2 m NGF
- Cote supérieure avec poutre de couronnement : 228,5 m NGF

5.6 DRAINAGE

Le drainage des éventuelles venues d'eau en sous face de la recharge en BCR est assuré par :

- un drain autofiltrant en 20/40 mm disposé à l'interface du talus terrassé et de la recharge en BCR ;
- deux galeries implantées à deux niveaux distincts, ont pour rôle d'évacuer les eaux collectées par le drain en situation accidentelle extrême et de les restituer en aval du barrage ;
- une conduite crépinée en acier inoxydable d'un diamètre de 400 mm mise en œuvre dans le drain auto filtrant et calée à la cote 227,50 m NGF (soit 50 cm au-dessus du niveau aval normal).

La galerie supérieure est implantée à la cote 235,7 m NGF (altitude de la couche de BCR sur laquelle la galerie est posée), lui assurant un fonctionnement dénoyé jusqu'à la crue décennale (niveau aval à 235,3 m NGF).

Le point haut de la galerie supérieure est situé au centre du linéaire. Les eaux drainées sont collectées dans une cunette qui les restitue en aval en deux exutoires servant d'accès (en rive gauche au niveau de l'aile en BCR et en rive droite face à la piste d'accès existante). Sa longueur totale est de 75 m environ.

La galerie inférieure est implantée à la cote 229,7 m NGF (altitude de la couche de BCR sur laquelle la galerie est posée), lui assurant un fonctionnement dénoyé lorsque la retenue des Cambous est à sa cote de retenue normale et jusqu'à la crue cinquantennale (niveau aval à 229,5 m NGF).

La galerie inférieure ne dispose que d'un accès en rive gauche depuis l'aile en BCR. Son extrémité en rive droite s'arrête au bajoyer des galeries existantes d'évacuation. Le point haut de la galerie est situé à son extrémité en rive droite. Les eaux drainées sont collectées dans une cunette qui les restituent en aval en rive gauche. Sa longueur totale est de 46 m environ.

Chaque exutoire est équipé d'un dispositif de mesure des débits de type « seuil en V ».

Chaque galerie se compose d'une succession de cadres préfabriqués en béton comportant des réservations à la base du pied droit amont et au niveau du radier afin de leur assurer une grande perméabilité. En complément, des buses et demi-buses (PHI 100mm) sont installées dans le béton drainant pour augmenter la capacité de drainage et connecter drain le 20/40mm à la galerie directement.

Pour des contraintes d'accessibilité, la section intérieure est de 2,30 m (H) par 1,50 m (l). Cette section permet également l'évacuation des eaux drainées en situation accidentelle de défaillance du masque.

Un béton drainant est mis en œuvre en sous-face et en amont de chaque galerie en vue des risques induits par la concentration des écoulements dans ces zones. Des drains crépinés de type ½ coque (Ø 100 mm) sont mis en œuvre à deux niveaux dans le béton drainant pour améliorer l'évacuation de l'eau drainée.

Chaque accès est muni d'une grille empêchant l'accès tout en assurant l'évacuation des eaux drainées.

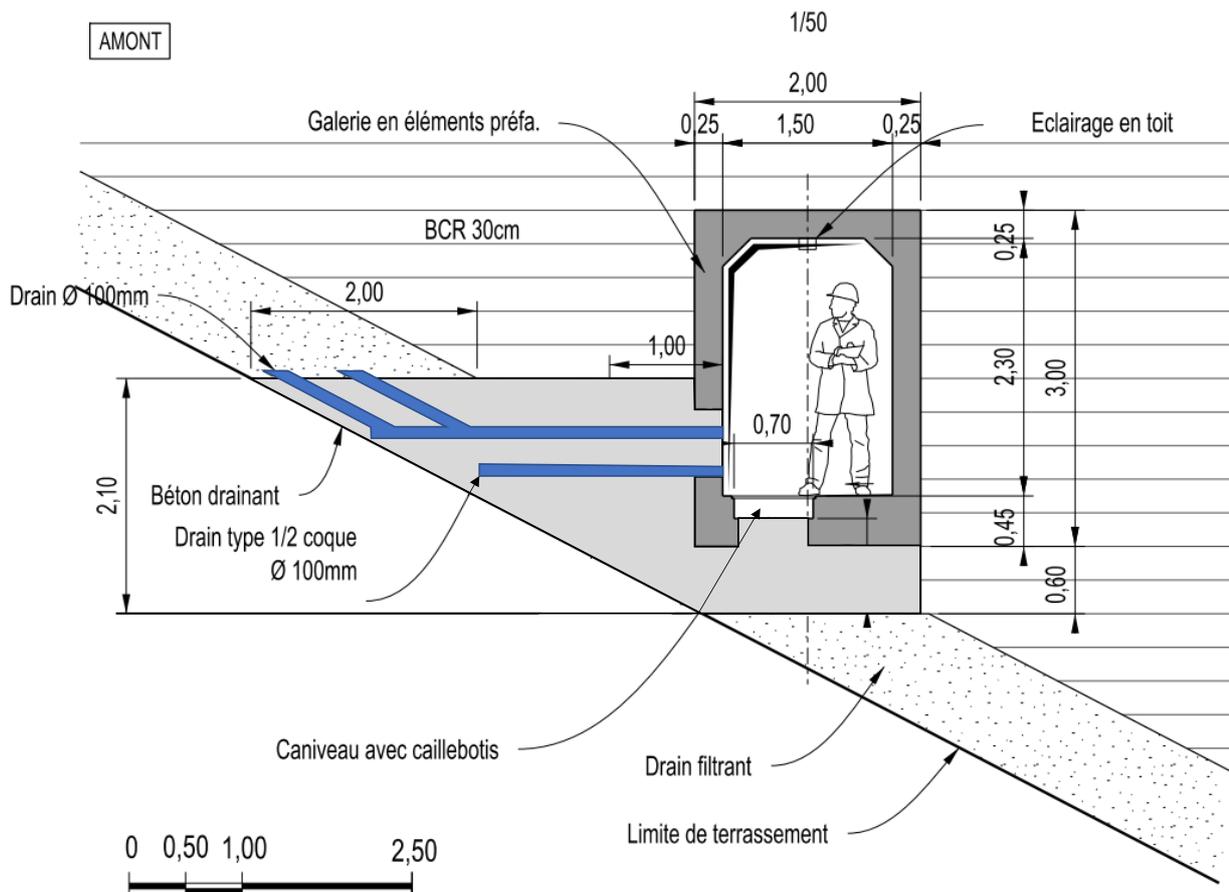


Figure 38 : Détail des galeries de drainage

5.7 MASQUE D'ETANCHEITE AMONT

5.7.1 SYNTHÈSE DU DIAGNOSTIC ET DE L'AVP

Le diagnostic du masque existant en béton bitumineux a montré que :

- l'étanchéité du masque du barrage de Ste-Cécile d'Andorge n'est pas au niveau attendu par comparaison aux standards actuels et du fait de son état ;
- les dégradations par décollement/fluage vont s'accroître et conduiront probablement à devoir le reprendre dans moins de 20 ans.

Ce constat est aggravé par le fait que cette étanchéité ne peut véritablement être éprouvée (ce qui est essentiel avec ce type de technique) :

- S'agissant d'un barrage écrêteur, sa performance peut difficilement être mesurée par une mise en eau contrôlée (cf. document annexe n°6 du dossier de révision spéciale relatif à la faisabilité d'une mise en eau contrôlée) ;
- Les débits de fuite du masque ne sont pas collectés dans la plinthe mais se perdent de manière diffuse dans le corps du barrage ce qui ne permet pas un véritable suivi.

Enfin, le remplissage significatif le plus récent⁵ du barrage (2008) n'a représenté que 55% de la charge maximale sous les PHE (actuelles et futures). Il est possible qu'un remplissage important conduise à des cisaillements et des écoulements entre les couches superficielles A et B du masque susceptibles d'accentuer les désordres.

Ces points sont à nuancer par le fait que l'étanchéité imparfaite d'un barrage en enrochements à masque n'est pas rédhibitoire :

- L'augmentation de la piézométrie induite n'est pas de nature à générer des instabilités (dans l'état actuel comme dans l'état aménagé comme l'a démontré le dossier de révision spéciale en considérant l'arrachement du masque sur toute la partie supérieure – cf. Document C) ;
- En matière d'érosion interne, selon le guide bulletin CIGB 164, ce type de barrage est sensible uniquement au déchaussement régressif (type Tokwé-Mukorsi avec une mise en eau avant réalisation du masque) ; dans l'état aménagé, les écoulements seront filtrés et l'instabilité sera « bloquée » par la recharge en BCR (comme démontré dans le dossier de révision spéciale – Cf. Document C).

Suite à la conclusion du diagnostic, Il a toutefois été décidé d'anticiper la rénovation du masque. Deux variantes ont été envisagées :

- Un masque en béton bitumineux,
- Un masque de type DEG (Dispositif d'Etanchéité par Géomembrane).

Une analyse comparative ainsi qu'une analyse multicritère ont été menées et ont conduit à retenir la mise en œuvre d'un DEG.

5.7.2 PRINCIPE D'UN DEG

L'étanchéité du masque existant est complétée en surimposant un DEG composé (de l'amont vers l'aval) :

- d'une géomembrane en PVC de 3,0 mm d'épaisseur, de couleur gris-ciment qui apporte la fonction d'étanchéité,
- d'un géotextile anti-poinçonnement en polypropylène de 500 g/m² qui renforce la résistance à la tension et au poinçonnement,
- d'un géodrain assurant le drainage sous le revêtement étanche,
- d'un réseau de forages évacuant les eaux drainées dans la galerie périmétrale du barrage.

Ce type de DEG est très déformable et élastique (allongement à la rupture de l'ordre de 300 à 400 %), assurant des performances élevées en ce qui concerne l'adaptation à la structure existante et la résistance à l'ouverture d'éventuelles fissures.

Le DEG est maintenu :

- par des profilés verticaux assurant aussi sa tension rive-à-rive pour la tenue au vent,
- par une fixation étanche sur la plinthe périmétrale existante et sur le BCR du futur évacuateur de crue.

Il recouvre l'ensemble du parement amont depuis la plinthe en pied de barrage (environ 235,5 m NGF) jusqu'à la crête (268,80 m NGF). La surface totale à couvrir est d'environ 6 000 m².

⁵ On écarte ici le remplissage maximal atteint en 1977 avec un masque de moins de 10 ans.

5.7.3 SYSTEME D'ANCRAGE

5.7.3.1 Système d'ancrage et de tensionnement

Le géocomposite est maintenu par des lignes longitudinales d'ancrages, réalisées avec des profilés de tensionnement en acier inoxydable. Les profilés sont dimensionnés pour résister à des chargements tels que le vent, la neige/glace ou des hauteurs d'eau supérieures à 100 m.

Ils sont installés sur le parement en lignes continues depuis la fixation haute en crête jusqu'à la fixation basse sur la plinthe. Ils sont ancrés par des chevilles mécaniques traversant le géocomposite et recouverts par une bande d'étanchéité en membrane, de matériau et épaisseur identique à ceux du géocomposite d'étanchéité, mais dépourvue du géotextile pour permettre les opérations de soudage.

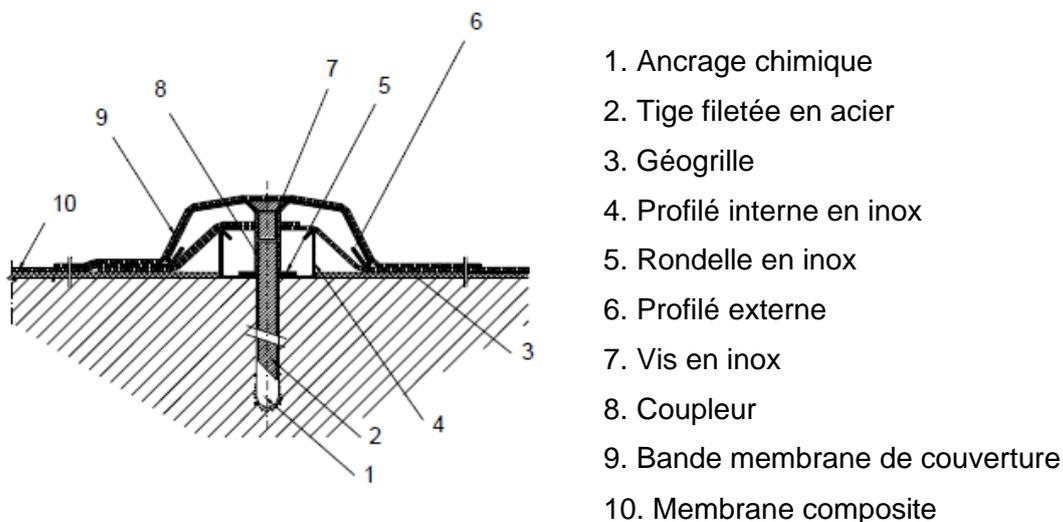


Figure 39 : Coupe du système breveté de fixation (Source Carpitech)

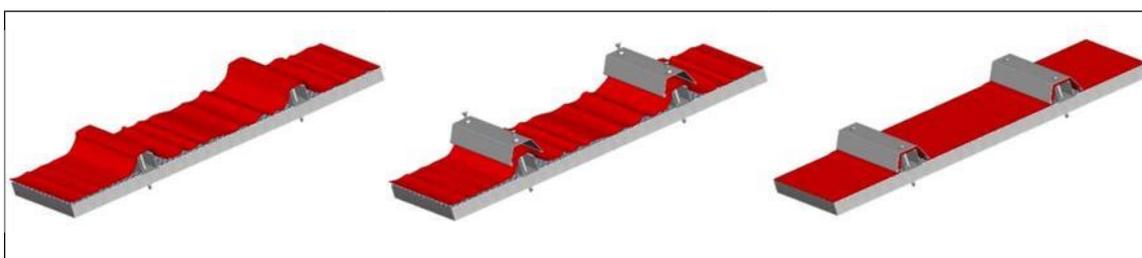


Figure 40 : Principe de tensionnement de la membrane (Source : Carpitech)

Des essais d'arrachement sur différents types d'ancrage dans le masque bitumineux en place seront réalisés en phase chantier pour valider la conception.

Le système de fixation assure également le tensionnement du DEG.

Les profilés jouent également le rôle d'évents et maintiennent la membrane à la pression atmosphérique. En cas de montée du plan d'eau, la formation de poches d'air sous la membrane est ainsi évitée.

5.7.3.2 Fixations périmétrales

En périphérie, le DEG est maintenu par une fixation mécanique étanche mise en œuvre sur la plinthe périmétrale existante et sur le nouveau parapet. La cote inférieure d'ancrage est de 235,5 m NGF et la cote supérieure est de 268,8 m NGF en section courante et 261,0 m NGF en section déversante.

Les fixations périphériques étanches sont constituées d'un profilé plat en acier inoxydable serrant le DEG contre le béton par l'intermédiaire d'un joint de compression.

Le couvre-joint situé entre le masque en béton bitumineux et le béton armé de la galerie périmétrale est entièrement retiré pour recevoir le nouveau système de fixation. Un ragréage de la surface à l'aide de résine type EPOXY sera réalisé afin de permettre une assise et une adhérence parfaite au support.

DET. SYSTÈME DE FIXATION

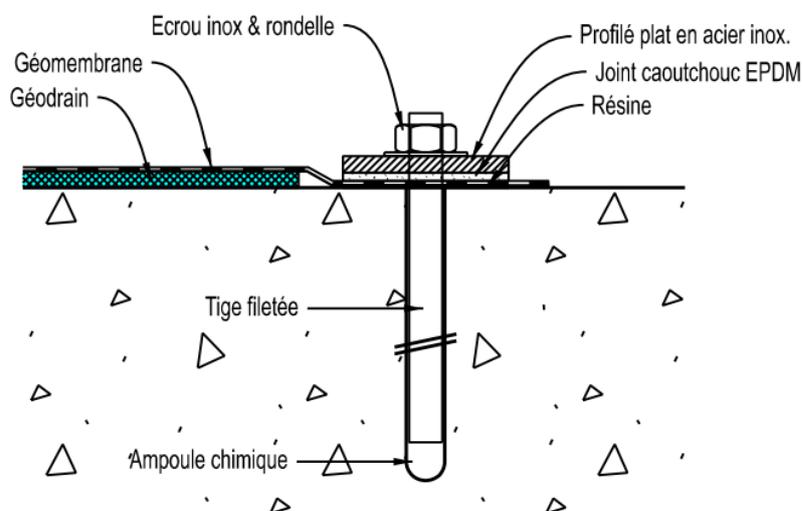


Figure 41 : Détail de la fixation périmétrale (source : Carpitech)



Figure 42 : Fixation étanche (de gauche à droite : résine d'assise, garniture caoutchouc, fer plats inox, mise en œuvre des ancrages) – source : Carpitech

La fixation périmétrale fera l'objet d'un renforcement particulier dans la zone de l'évacuateur de crues pour éviter tout risque d'arrachement lié aux vitesses importantes (jusqu'à 3 m/s à l'extrémité amont des bajoyers, jusqu'à 8 m/s sur le seuil et plus au-delà). Le dimensionnement sera effectué en phase d'exécution.

5.7.4 SYSTEME DE DRAINAGE

5.7.4.1 Description du système de drainage

Le système d'étanchéité est drainé par un géodrain installée sur la totalité du parement amont avec une bande additionnelle longitudinale de géodrain à capacité drainante élevée en partie basse du DEG en sous-couche du géocomposite.

Pour acheminer les eaux collectées par le système, des exutoires de drainage sont réalisés en pied d'ouvrage vers la galerie de drainage du barrage par réalisation d'un carottage et mise en place d'un tube en acier inox scellé dans ce carottage. Les dimensions envisagées sont de 76 mm pour le diamètre intérieur minimal du tube scellé, deux drains seront installés par compartiment.

Chaque exutoire est équipé en amont d'une plaque anti-intrusion en acier inoxydable afin d'éviter les phénomènes d'intrusion ou d'aspiration des matériaux et de colmatage du drain.

Les fixations intermédiaires seront conçues de façon telle à permettre l'écoulement des eaux drainées vers la partie basse du DEG.



Figure 43 : Détails de bande de géodrain additionnelle en pied d'ouvrage (barrage de Salt Springs, Etats Unis 2005, à gauche) et de plaque anti-intrusion (barrage de Sabrina, Etats Unis 2006, à droite) – source : Carpitech

Dans la galerie du barrage, la sortie de chaque tube sera équipée :

- d'une plaque d'identification,
- d'une descente d'eau en acier inoxydable (AISI 304) pour acheminer les eaux dans les nouvelles cunettes de la galerie.

Ces nouvelles cunettes de collecte des drains rive gauche et droite seront en acier inoxydable, de dimensions 20 cm x 20 cm et seront fixées sur le piedroit de la galerie. Le dispositif permettra une lecture individuelle des drains.

5.7.4.2 Compartimentation du réseau de drainage

Le DEG est compartimenté pour permettre d'une part, en cas par exemple d'endommagement de la couche étanche (vandalisme, accidentelle, chocs ...), de localiser rapidement une dégradation en identifiant le drain fuyard du compartiment et d'autre part de maintenir à sec la structure sur les autres compartiments.

La séparation entre deux compartiments est assurée par un profilé vertical de tensionnement au droit duquel le géodrain sera interrompu.

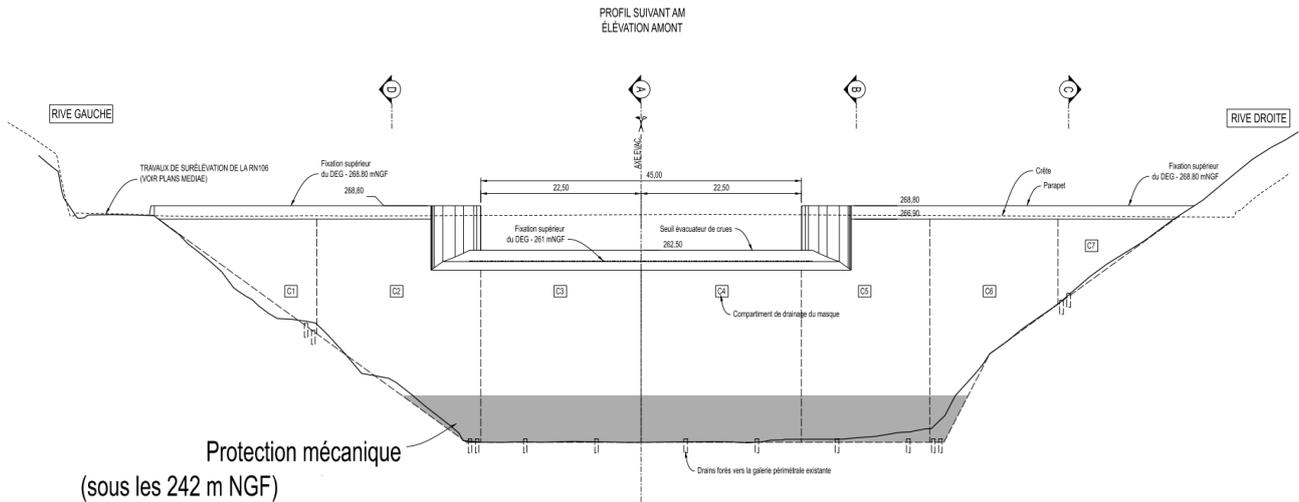


Figure 44 : Compartimentation du masque

5.7.5 MISE EN ŒUVRE DU DEG

5.7.5.1 Purge des blocs sur les versants

Le site du barrage, et particulièrement le versant en rive droite, est soumis au risque de chutes de blocs rocheux sur le DEG. Au démarrage des travaux, une purge des blocs rocheux instables est réalisée pour diminuer le risque d'endommagement. La zone de purge est présentée sur la figure ci-dessous.

En complément, un grillage de protection est mis en œuvre pour prévenir la chute de blocs qui se détacheraient de la surface purgée.

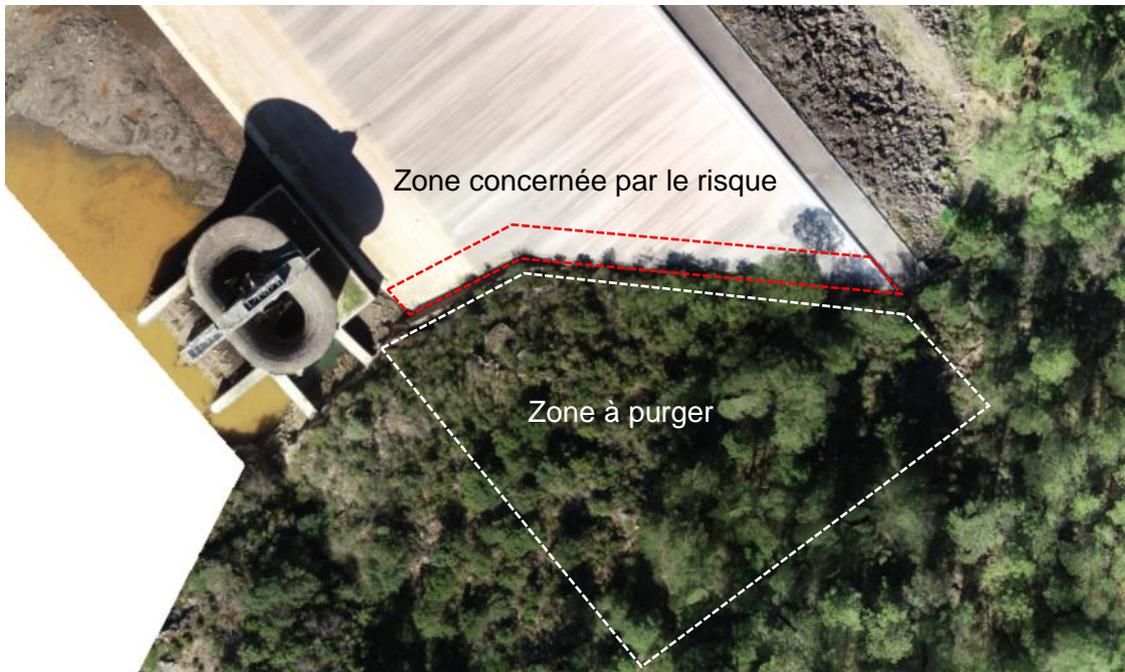


Figure 45 : Zone de purge nécessaire à la protection de l'étanchéité amont

5.7.5.2 Accès

La mise en œuvre du DEG sera effectuée à partir de deux nacelles mobiles suspendues, spécialement conçues ou modifiées pour les besoins du barrage de Sainte Cécile. Ces nacelles seront amenées sur le couronnement de l'ouvrage, suspendues à des systèmes de potences, puis descendues et maintenues en place à l'aide de câbles métalliques.

Elles ont l'avantage d'être légères, maniables et adaptées à ce genre de travaux, permettant d'optimiser les temps de mise en œuvre du DEG, l'ergonomie des postes de travaux et d'assurer la qualité et le phasage optimal des opérations.

Les photos ci-dessous présentent l'installation d'un DEG sur le bassin de La Coche en France qui présente un profil similaire au parement amont du barrage de Sainte Cécile.



Figure 46 : Nacelles suspendues mobilisées dans le cadre des travaux sur La Coche en 2018 (source : Carpitech)

5.7.5.3 Préparation du support

Les opérations de préparation du support ont pour objectif de garantir une surface stable et sans irrégularités excessives. Il n'y a pas d'exigences en termes de planéité, car le masque assure une planéité suffisante.

Dans le cadre du projet de confortement du barrage de Sainte Cécile d'Andorge, en concertation avec l'AMO, il a été décidé que le DEG serait directement apposé sur le masque existant sans rabotage de la couche A. En effet, il est supposé que :

- la nouvelle étanchéité permet de réduire voire de stopper l'extension du décollement constaté en certains points entre la couche A et B, car elle était causée par la pénétration de l'eau et le piégeage des sous-pressions ;
- la déformabilité de la membrane permet de se prémunir en cas de décollement résiduel ;
- le rabotage de la couche A est de nature à dégrader l'étanchéité du masque existant (et donc le principe d'une double étanchéité).

La couche A est donc laissée en place tout en respectant les contraintes d'adéquation pour la pose du DEG suivantes :

- Retrait du couvre joint en béton bitumineux disposé sur le joint entre la plinthe et de masque ;
- Purge de toutes les parties instables (éléments qui sonnent creux, éléments libres qui pourraient se détacher et se retrouver en pied de système et obturer le système drainant) ;
- Les éventuelles cavités importantes sont remplies avec un mortier ou une résine ;
- Les irrégularités ponctuelles excessives éliminées par cisellement (> 20 mm) ;
- Enlèvement de tous les éléments saillants (pièces métalliques, ...) dans l'emprise du DEG ;
- Traitement des angles saillants (arrondi ou découpe à 45°).

Un hydro-lavage de l'ensemble de la surface sera exécuté à l'issu des travaux de préparation pour nettoyer la surface et éliminer tous les résidus de travaux de génie civil.

La figure ci-dessous présente l'ensemble des désordres (cloques et fissures) qui doivent faire l'objet d'un traitement. Cela concerne principalement les fissures et les cloques. Le traitement a pour seul objectif d'obtenir une surface de pose homogène et plane (sans cavité).

Les fissures d'ouverture pluri-millimétriques seront rebouchées à l'aide d'un produit de rebouchage classique utilisé sur les enrobés routiers. Les cloques seront purgées et comblées à l'aide d'un enrobé à chaud compacté à la table vibrante.

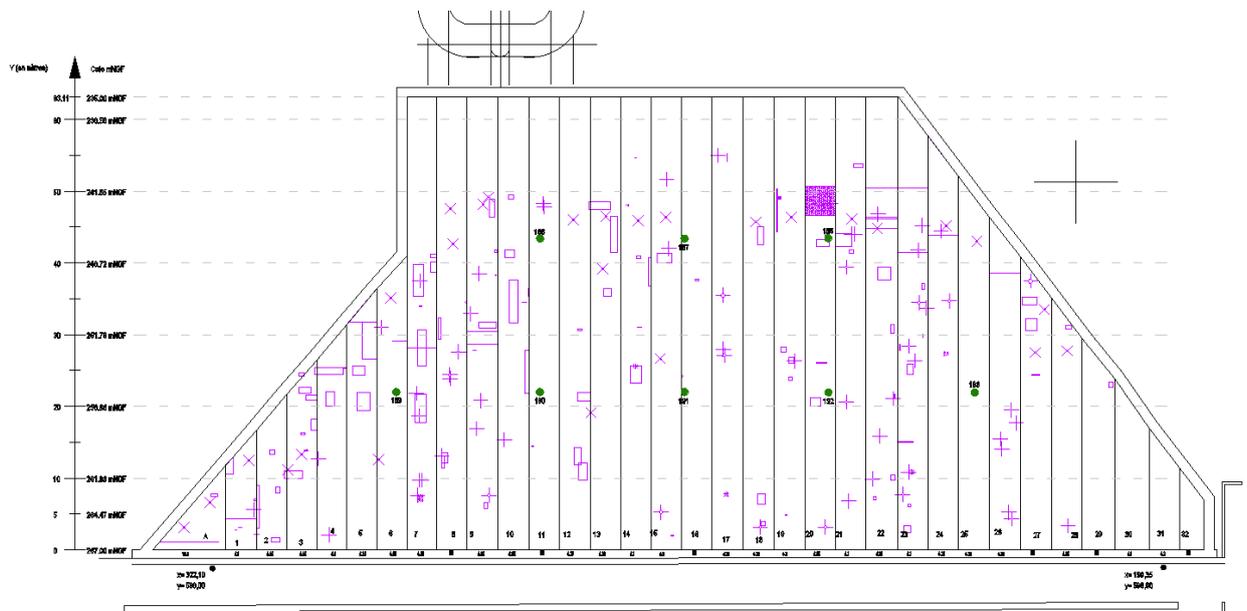


Figure 47 : Désordres (cloques et fissures) devant faire l'objet d'un traitement avant la pose du DEG

5.7.5.4 Levage

Les opérations de levage les plus conséquentes envisageables pour l'installation du DEG sont :

- levage des rouleaux au droit de leur zone d'installation pour déroulage (max 500 kg/unité environ) ;
- mise en place et déplacement des structures type PORTAFIX et des nacelles suspendues sur le couronnement (max 400 kg/ unité environ).

Une réflexion sera menée durant la préparation du chantier sur la possibilité d'utiliser les moyens de levage disponibles sur place (grue à tour, grue mobile, manuscopique ...).

5.7.5.5 Mise en œuvre du géocomposite

Le DEG est fourni en lés de 2,10 mètres de largeur. Sa fabrication est réalisée de telle sorte à éviter les soudures horizontales sur le système. Par conséquent, la longueur de chaque lé / rouleau de DEG sera ajustée au projet en usine, permettant par la même occasion de minimiser la production de déchets sur chantier et d'optimiser les temps de mise en œuvre du dispositif.

Un plan de calepinage précis sera établi en phase d'exécution.

Après installation du système de drainage, les feuilles de géocomposite constituant le revêtement imperméable seront appliquées à partir du couronnement, par déroulage jusqu'à la longrine de pied. Les lés seront déroulés de manière que deux lés adjacents se superposent de 5 cm minimum environ.

Les lés adjacents seront thermo-soudés soit par soudure automatique ou semi-automatique à double ou simple cordon soit par soudure manuelle à simple cordon suivant les règles de l'art et compte tenu de la configuration de l'ouvrage. Le tout formera un complexe homogène et unique sur l'ensemble de la zone équipée.

Les soudures seront systématiquement contrôlées. Le contrôle des soudures, et l'inspection finale, devront garantir l'étanchéité de l'ensemble du DEG.

Les rouleaux nécessaires à la mise en œuvre journalière seront transportés depuis l'aire de stockage (site des deux lacs) au droit du poste de travail. Au droit de leur mise en place, l'extrémité supérieure de chaque rouleau sera fixée provisoirement au niveau de la limite supérieure (cote 268,80 m NGF en section courante et cote 260,90m NGF) sur la structure BCR. Les rouleaux sont ensuite déroulés jusqu'à leur limite en partie basse tout en contrôlant le bon alignement des lés et le bon recouvrement utile à l'exécution des soudures selon les règles de l'art.

Dès que deux rouleaux seront déroulés, un opérateur commencera les soudures verticales tandis que d'autres continueront la pose des nouveaux rouleaux. L'avancement des travaux devrait être rapide et ne nécessitera finalement que peu de moyens, compte tenu de la surface à étancher et de la configuration de l'ouvrage.

5.7.6 PROTECTION MECANIQUE DU DEG

Les risques d'endommagement du DEG lors des opérations de nettoyage mécanique au pied de l'ouvrage (phénomène déjà observé à l'occasion d'une intervention passée sur le masque actuel) nécessitent une protection mécanique complémentaire du DEG.

Cette protection concerne l'ensemble du DEG sous la cote 242,0 m NGF (cf. Figure 44).

Elle est assurée par des dalles de protection préfabriquées d'une épaisseur de 10 cm disposées sur une géotextile épais (masse supérieure à 2000 g/m²) recouvrant le DEG.

Une butée de pied en béton armé ancré à la plinthe existante prévient tout risque de glissement des dalles.

5.7.7 ETANCHEITE PROVISOIRE

Une étanchéité provisoire (type géomembrane) est approvisionnée et mise en œuvre durant les travaux pour :

- assurer la protection du barrage contre le risque de surverse durant la période sensible des terrassements (année 4, phase 6 cf. plan 19F148-DCE-0012) ;
- garantir l'étanchéité de l'interface entre le masque existant et le BCR (cote 259.70 m NGF) ; elle doit permettre de se prémunir contre le risque d'infiltration d'eau à l'interface, en cas de crue, avant que le DEG définitif ne soit mis en œuvre ; Elle recouvre l'interface et se fixe sur le masque existant en partie inférieure et dans le BCR en partir supérieure ; cette étanchéité provisoire est à disposer sur le parement à la fin de la période de travaux de l'année 4, avant la période à risque hydrologique important.

Le DEG étant mis en œuvre sur la totalité du parement au cours de l'année 5.

5.8 REHAUSSE DE LA ROUTE NATIONALE 106

5.8.1 PREAMBULE

Les révisions de l'hydrologie et des débits des crues ont conclu à la possibilité de surverse sur la route nationale 106 longeant le barrage pour une crue de période de retour supérieure à 10 000 ans. la durée de surverse est inférieure à 2h.

Dans son avis rendu suite à la séance du 29 mars 2017, le CTPBOH a demandé, en vue de l'établissement du Projet définitif, « d'inclure dans le périmètre de responsabilité du maître d'œuvre [...] la continuité de l'étanchéité en rive gauche dans l'emprise de la route nationale. »

Une analyse préliminaire de risques a été menée visant à apprécier les conséquences d'une telle surverse pour la crue extrême. Elle a permis d'arrêter la cote de rehausse de la RN106 et d'engager les études de renforcement de la RN106.

5.8.2 CONCLUSIONS DE L'ANALYSE PRELIMINAIRE DES RISQUES

L'analyse préliminaire du risque de surverse sur la route nationale 106 est présentée en ANNEXE 14.

Au départ du projet, les contraintes étaient les suivantes :

- la cote de crête du barrage ne pouvait être notablement différente de celle de la RN106 au contact du barrage sans poser un problème d'accès au barrage ;
- il apparaissait difficilement imaginable de porter la cote de la RN106 (avec cote variable du fait du dévers de la chaussée de 267,6 m à 267,8 NGF au droit de l'accès à la crête barrage) à la cote extrême (268,8 m NGF) car il faudrait alors une rehausse de +1,0 à +1,2 m alors que la pente de la route est déjà particulièrement forte (de l'ordre de 8%) du fait de la rehausse réalisée à l'occasion de la construction du barrage.

L'hydrogramme de la crue de période de retour 100 000 ans déversant sur la RN106 est présenté sur la figure ci-dessous.

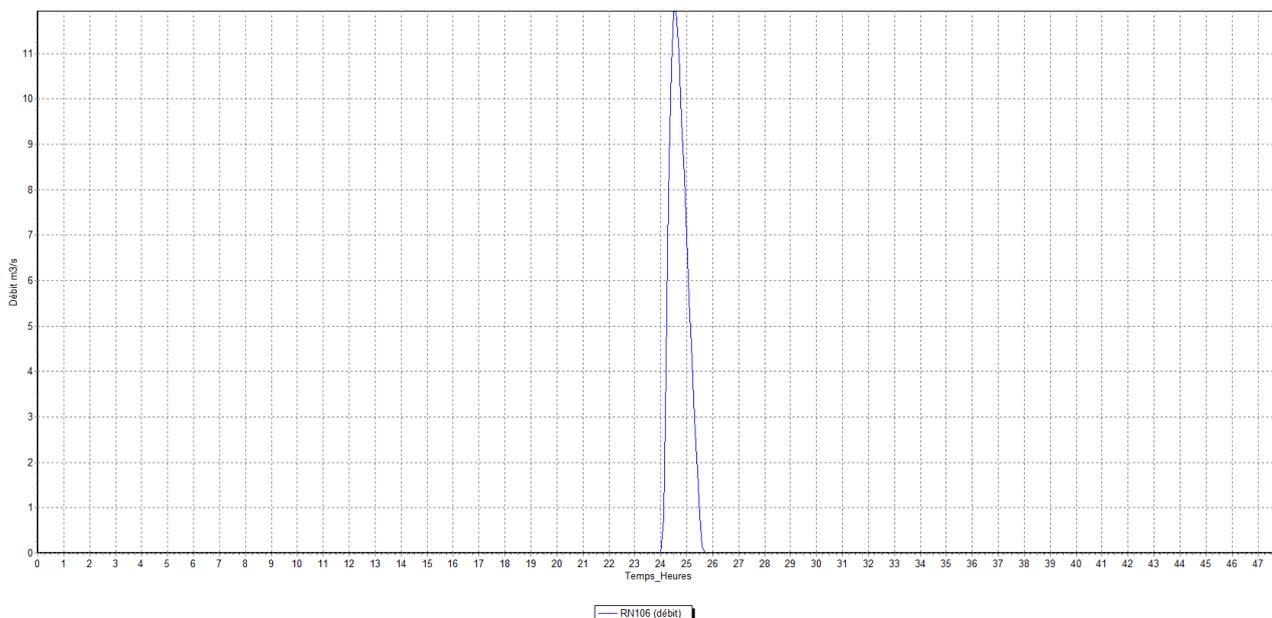


Figure 48: Hydrogramme de la surverse sur la RN106

L'analyse préliminaire du risque de surverse a été conduite en intégrant la réalisation d'une dalle en béton armé ancrée dans le substratum rocheux mise en œuvre pour prévenir le risque d'érosion régressive.

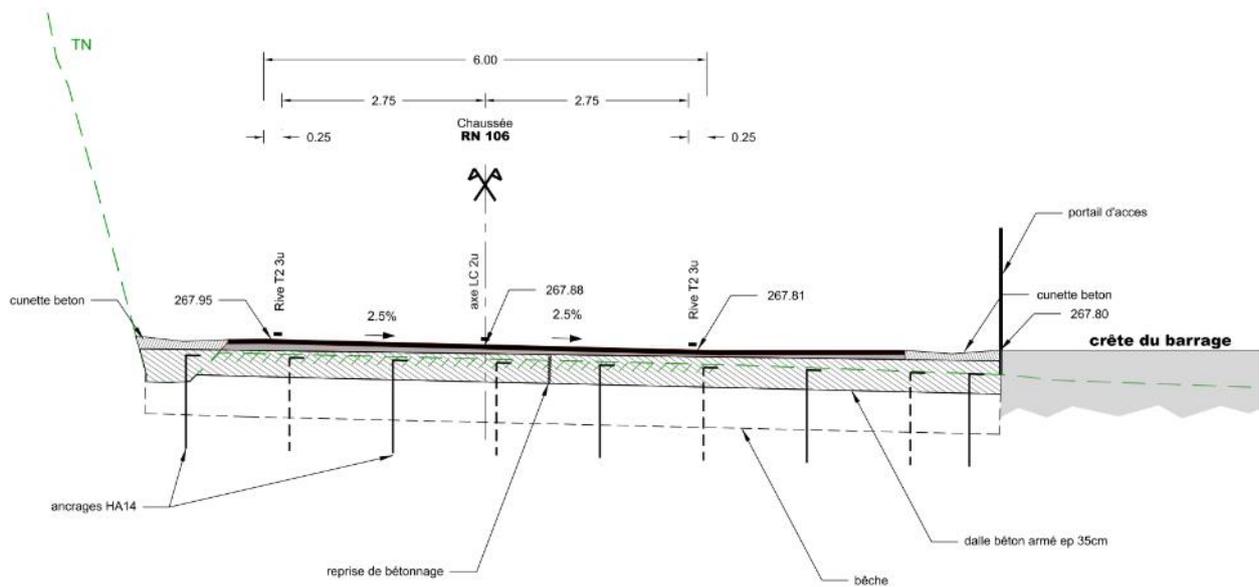


Figure 49 : Coupe rive-rive de la dalle en béton sous la RN106 au droit du barrage

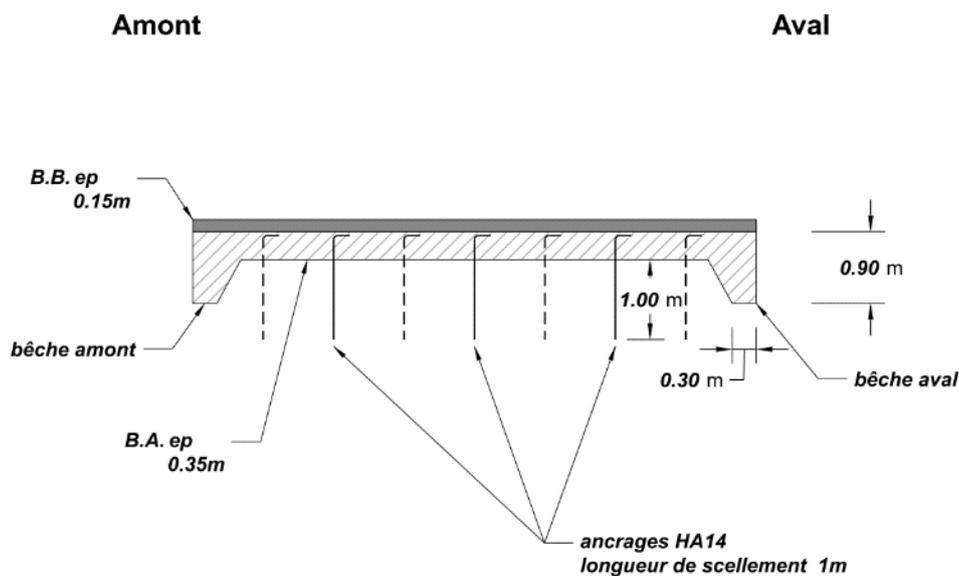


Figure 50 : Coupe amont-aval de la dalle en béton sous la RN106 au droit du barrage

Dès lors, chacun des modes de défaillance les plus probables a été étudié :

1. instabilité de la dalle en béton armé (soulèvement, glissement),
2. érosion régressive par :
 - a. affouillement de la dalle,
 - b. affouillement du versant et du barrage,
3. érosion interne de la fondation de la dalle,
4. perturbation d'une des fonctions d'un des composants du barrage (drainage, auscultation...) par le déversement,

5. la rupture partielle du portail sous la charge hydraulique, ce dernier cas étant écarté car il est fait l'hypothèse que le portail existant sera démolé et qu'un nouveau portail sera dimensionné pour reprendre la charge correspondant à la crue extrême.

Avec les dispositions prévues au droit de la RN106 et sans GBA pour guider l'eau en aval du barrage, il est estimé que pour les surverses occasionnées par la crue extrême ($p=10^{-5}$), une défaillance en rive gauche susceptible de conduire à une libération d'eau incontrôlée apparaît très improbable ($p=10^{-2}$). Il en vient une probabilité $< 10^{-7}$ ($10^{-5} \times 10^{-2}$) considérée comme acceptable.

Pour réduire encore cette probabilité, le maître d'ouvrage a souhaité prévoir la canalisation des eaux débordées en réalisant une glissière en béton armé (GBA) sur une longueur de 55 m. Avec une hauteur de 0,8 m, la GBA canalisera l'écoulement sur la chaussée (dont les hauteurs sont inférieures à 0,5 m pour une crue de période de retour 100 000 ans).

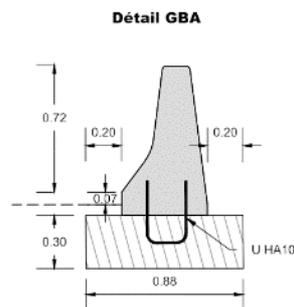


Figure 51 : Coupe-type de la reconstruction de la GBA

5.8.3 DESCRIPTION DES TRAVAUX DE REHAUSSE DE LA RN106

Le PROJET de rehausse de la route nationale 106 est présenté en ANNEXE 15.

La chaussée est surélevée sur une épaisseur variable (5 à 20 cm) sur 150 m environ avec, suivant les sections :

- reprofilage en micro grave ou grave bitume (GB) et reprise des devers adaptés à la géométrie,
- couche de base en grave bitume classe 4, GB4 0/14, 7 cm mini d'épaisseur,
- couche de roulement en béton bitumineux semi-grenu, BBSG 0/10, 6 cm d'épaisseur,
- engravure par rabotage aux extrémités.

Le fossé bétonné côté falaise, qui outre le drainage assure le rôle de « piège à cailloux », est repris de manière à conserver la section et la profondeur initiale, avec renforcement de l'accotement en béton tel qu'actuellement (sauf au droit de la dalle en béton armé au contact du barrage). Des seuils empierrés sont mis en place pour réduire la vitesse d'écoulement.

La boucle existante de détection des véhicules est reprise à l'identique.

La glissière de sécurité métallique en amont du barrage est remplacée pour mise en conformité avec une glissière de type N1W2 équipée d'un écran motocycliste. L'accotement au niveau de cette glissière est reconstitué avec apport d'une grave non traitée (GNT) compactée sur 15 à 20 cm d'épaisseur.

La GBA existante à l'aval du barrage est remplacée afin d'assurer la mise en conformité de la hauteur et d'assurer son ancrage par la réalisation d'une fondation avec une semelle en béton liée avec la GBA avec des cadres en U type HA10 (Figure 51).

Au droit du barrage, une dalle béton est réalisée sur la largeur de la voie en continuité du barrage et jusqu'à la paroi rocheuse. Cette dalle de 7 m de largeur est positionnée 20 cm en dessous de la ligne projet avec une épaisseur de 35 cm et pentée à 2,5% vers le barrage. Elle est ancrée dans le substratum rocheux avec des barres type HA14 disposées en quinconce sur toute la surface de la dalle (cf. Figure 50).

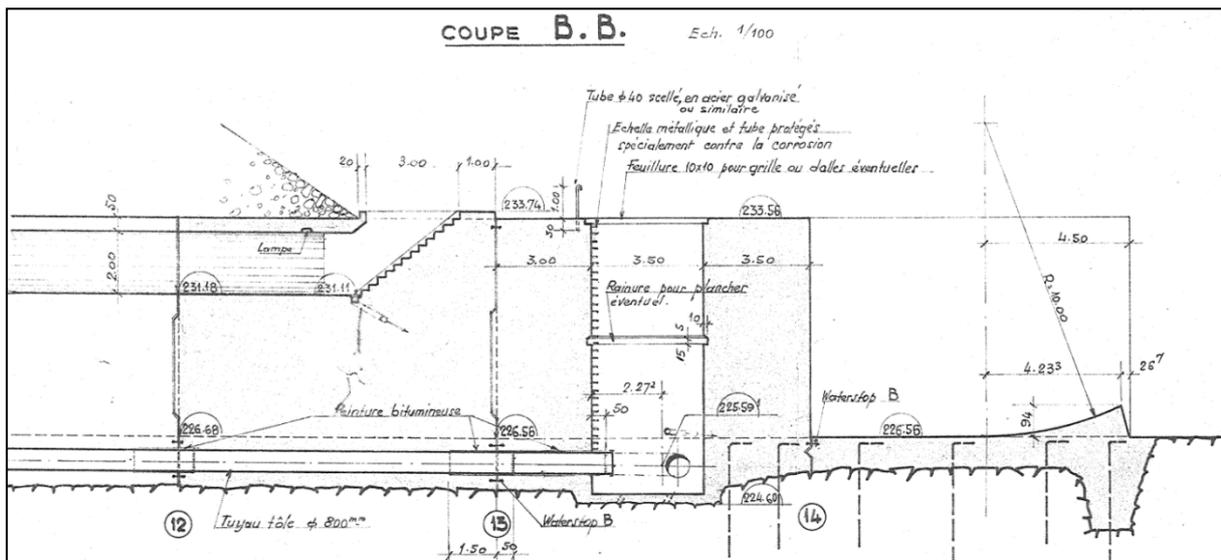
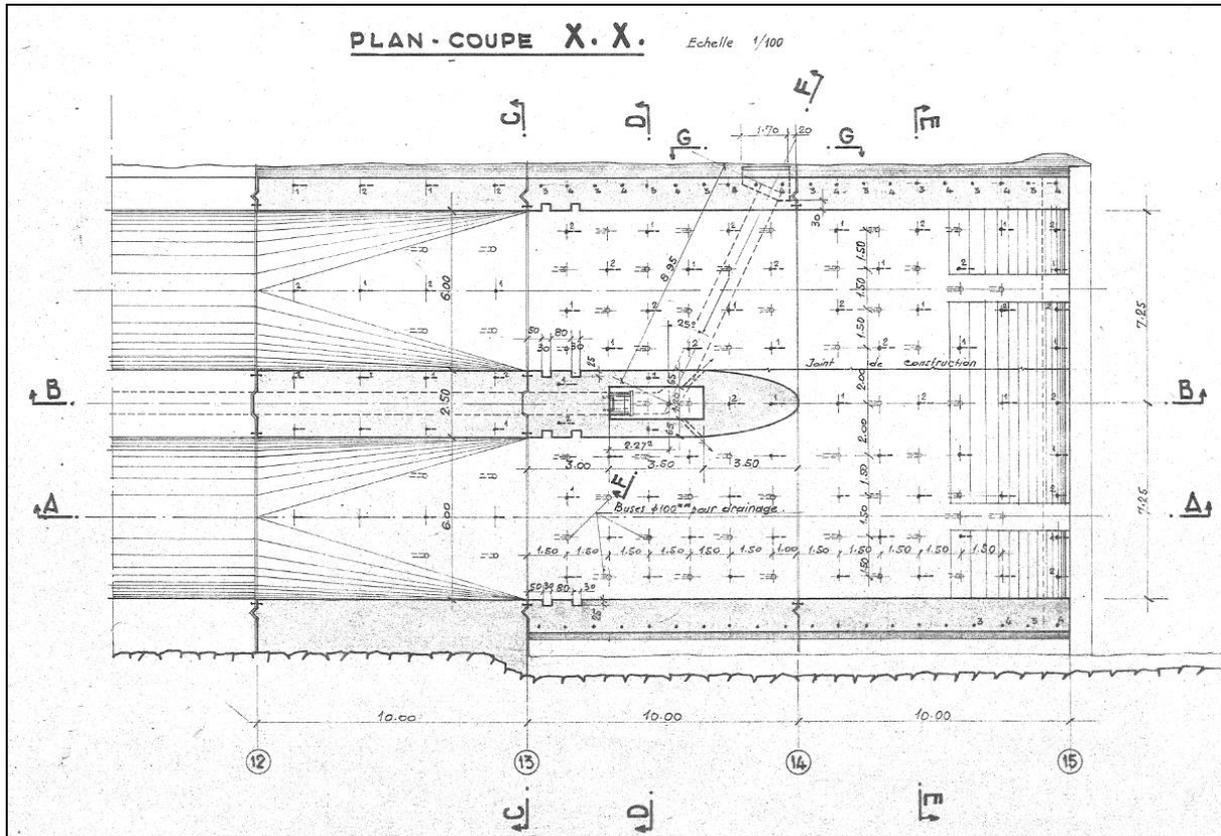
La dalle est munie d'une bêche de 55cm de profondeur ancrée dans le substratum rocheux en amont et en aval.

5.9 PROLONGEMENT DE LA CONDUITE DE RESTITUTION DE LA PRISE D'EAU ETAGEE

5.9.1 DESCRIPTION DE LA CHAMBRE DE RESTITUTION EXISTANTE

5.9.1.1 Génie Civil

La vue en plan et les coupes ci-dessous définissent les caractéristiques géométriques de la chambre de restitution aval existante :



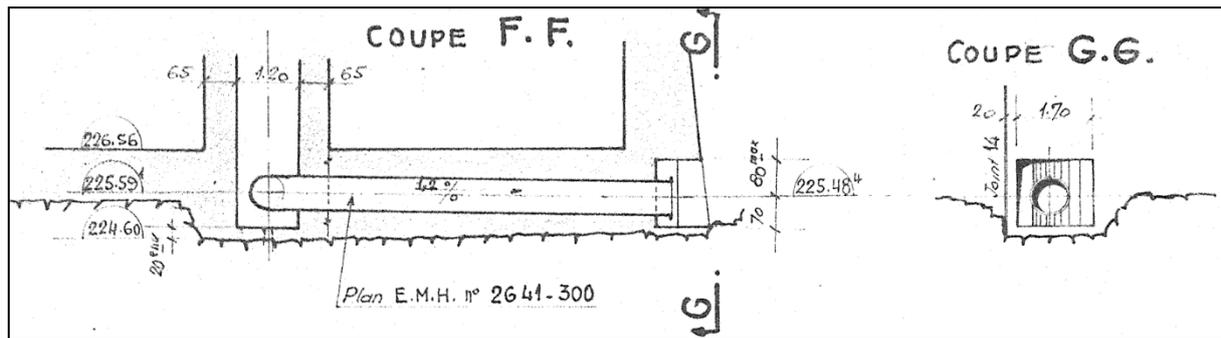


Figure 52 : Vues en plan et en coupe de la chambre de restitution aval

La chambre de restitution est située à l'aval du barrage, dans l'axe de la galerie ovoïde, et est accessible à pied depuis l'extérieur.

La chambre présente un aspect extérieur de forme :

- rectiligne sur ces voiles latéraux ;
- ellipsoïdale au niveau du « musoir » aval.

Les sorties des galeries de fuites RD et RG sont situées de part et d'autre du local. Dans cette zone, les épaisseurs de radier sont variables :

- dans l'axe des pertuis RD et RG, le radier présente une épaisseur de 1,06m environ :
 - ◆ sous face calée à 225,50 m NGF environ sur le rocher ;
 - ◆ arase supérieure calée à 226,56 m NGF ;
- localement dans l'axe du pertuis RG, le radier présente une épaisseur de 1,96 m environ :
 - ◆ sous face calée à 224,60 m NGF environ sur le rocher ;
 - ◆ arase supérieure calée à 226,56 m NGF ;

Cette épaisseur plus importante est imposée par la présence de la conduite de restitution qui traverse le radier (cf. coupe F-F de la Figure 52) ;
- dans l'axe de la conduite de restitution (i.e. au droit de la chambre), le radier présente une épaisseur de 0,20m environ :
 - ◆ sous face calée à 224,60 m NGF environ sur le rocher ;
 - ◆ arase supérieure calée à 224,80 m NGF ;

D'une manière générale, l'ensemble de ce radier est ancré au rocher par des aciers d'ancrage longs (3.00m d'ancrage dans le rocher) et courts (2.00m d'ancrage dans le rocher) en Ø 25 mm, disposés de manière alternée, selon un maillage 3,00 m x 3,00 m.

Un réseau de drainage est également disposé au niveau du radier. Il est composé d'un ensemble de drains inclinés vers l'aval, de diamètre Ø100mm, disposé également selon un maillage de 3,00 m x 3,00 m, et débouchant en sous face du radier sur des nids de cailloux.

L'accès à l'intérieur du local s'effectue par une ouverture de 3,50 m x 1,20 m. Cette dernière est protégée par une trappe métallique coulissante. La descente au fond de la chambre s'effectue par une échelle ancrée sur la face amont du local. L'absence de ligne de vie ou de stop chute nécessite actuellement l'emploi de longes pour descendre. A noter la présence d'un plancher caillebotis à mi-hauteur de la chambre (229.56 m NGF environ). La chambre présente une hauteur totale de 8,76 m environ.

Tableau 10 : Principales caractéristiques de la chambre de restitution aval existante

Caractéristiques	Dimensions
Longueur totale amont-aval	10,00 m
Largeur totale rive à rive	2,50 m
Dimensions intérieures de la chambre	3,50m x 1,20 m
Hauteur totale	8,76 m
Epaisseur radier	0,20 m
Arase supérieure de la chambre	233,56 m NGF
Arase supérieure du radier de la chambre	224,80 m NGF
Epaisseur des voiles latéraux	0,65 m

Le cheminement sur la plateforme supérieure de la chambre est sécurisé par des garde-corps.



Figure 53 : Chambre de restitution aval vue depuis l'aval du barrage

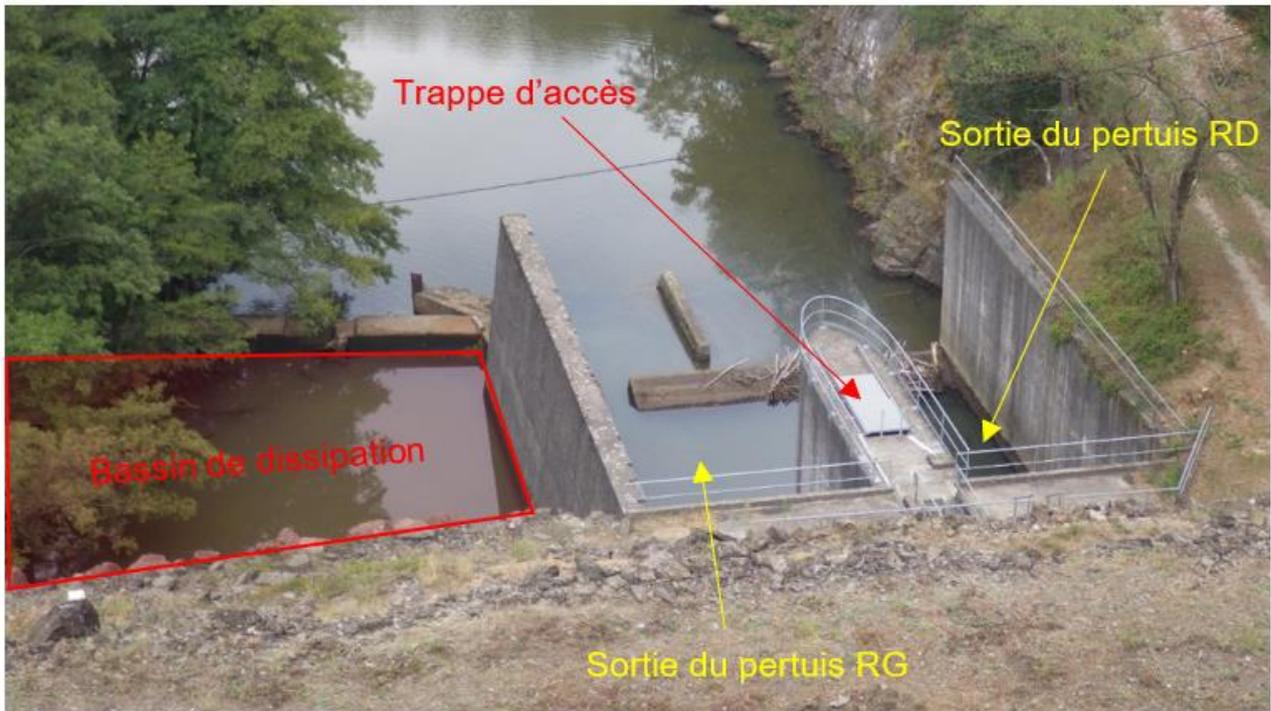


Figure 54 : Chambre de restitution aval vue depuis le couronnement du barrage



Figure 55 : Eléments de la chambre : Trappe métallique coulissante (à gauche), plateforme en caillebotis (au centre) et échelle d'accès (à droite)

D'une manière générale, l'intérieur de la chambre ne révèle pas de défauts structurels majeurs. Néanmoins, on notera que les faces en béton sont brutes et présentent par endroits des nids de cailloux (notamment en partie supérieure).

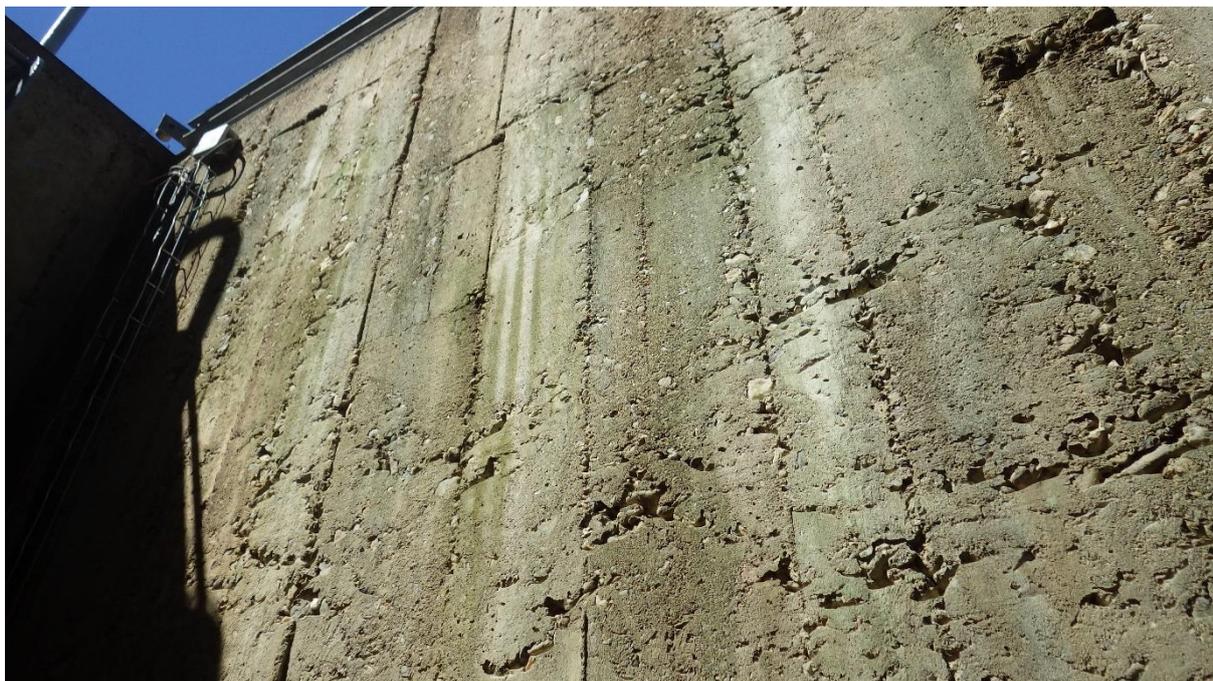


Figure 56 : Etat du parement intérieur des voiles de la chambre de restitution aval

5.9.1.2 Equipements

Nous ne disposons pas de plans précis concernant les organes de manœuvre et conduites présents dans cette chambre de restitution aval.

La conduite de restitution est composée à l'amont de 4 prises étagées de diamètre \varnothing 800 mm qui se rejoignent en une conduite unique de diamètre \varnothing 800 mm. Cette conduite rectiligne chemine sous l'ouvrage jusqu'à déboucher dans la chambre de restitution aval.

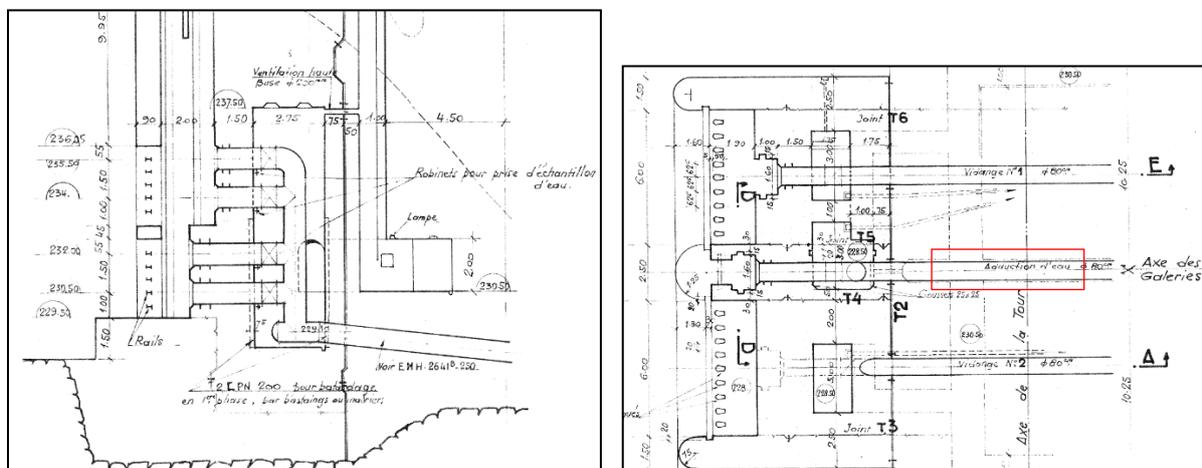


Figure 57 : Vues en plan et en coupe du circuit de restitution côté amont

Au niveau du local aval, le circuit de restitution est composé :

- d'un tronçon droit de la conduite en \varnothing 800 mm traversant le génie civil amont de la chambre. Ce tronçon est muni d'une bride à son extrémité ;
- d'une vanne opercule ; cette vanne est manœuvrée depuis un coffret situé en entrée de la galerie ovoïde ;
- d'une petite portion droite munie d'une bride côté vanne et d'un coude à 65° orienté vers la rive gauche ; l'extrémité de coude rentre dans le voile latéral rive gauche de la chambre ;

- d'un tronçon droit en \varnothing 800 mm traversant la sortie de galerie de fuite RG au niveau de son radier puis traversant le bajoyer RG du pertuis ; l'exutoire de cette conduite débouche dans un bassin de dissipation ; la pente de cette conduite est de 1,2% avec un axe calé à 225,591 mNGF en entrée et 225,484 mNGF en sortie (cf. coupe F-F de la Figure 52).



Figure 58 : Bassin de dissipation en sortie de la conduite de restitution

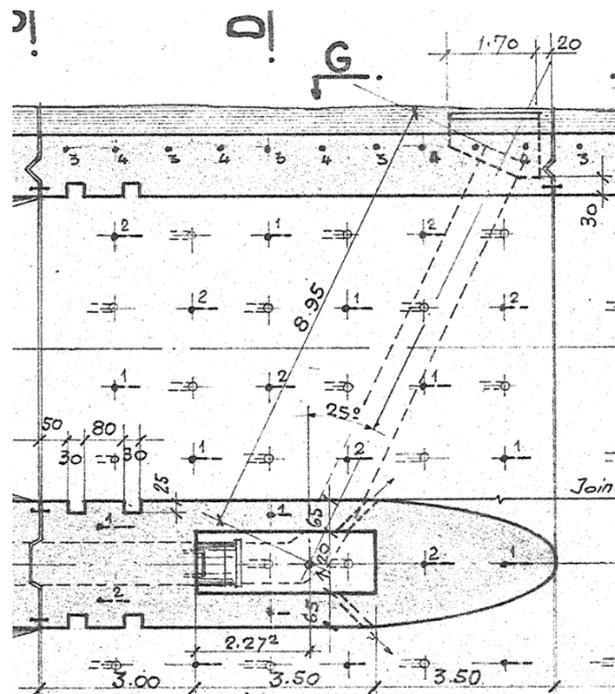


Figure 59 : Dimensions du circuit de restitution dans la chambre aval

Le local est équipé d'une pompe et d'une poire de niveau, qui permettent d'évacuer les infiltrations et autres fuites d'eau à l'intérieur de la chambre. L'évacuation s'effectue en partie supérieure du local, côté RD.



Figure 60 : Système d'évacuation de la chambre de restitution aval : Pompe (à gauche) et sortie des eaux pompées (au centre et à droite)

Les photos annotées ci-après permettent d'illustrer les différentes parties visibles dans la chambre aval constituant le système de restitution :

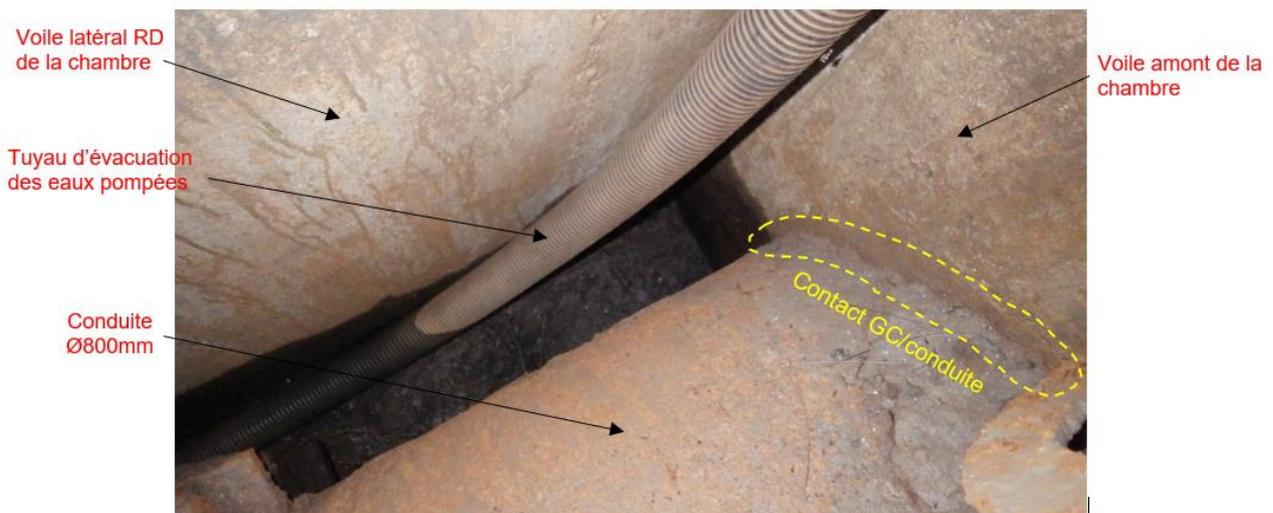


Figure 61 : Arrivée de la conduite Ø800mm dans la chambre aval (contact avec le GC)

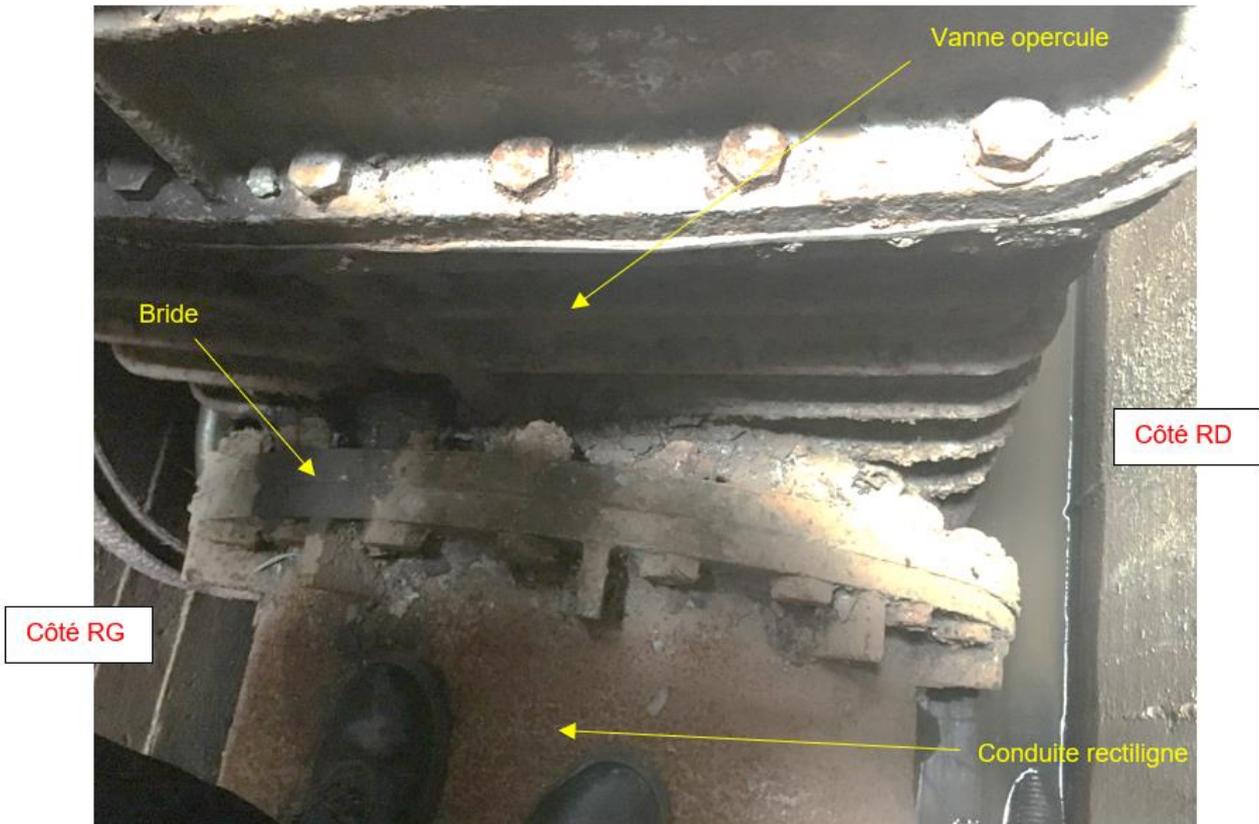


Figure 62 : Tronçon de conduite rectiligne avec bride en extrémité (côté amont de la vanne)



Figure 63 : Vanne opercule (vue aval de la vanne)

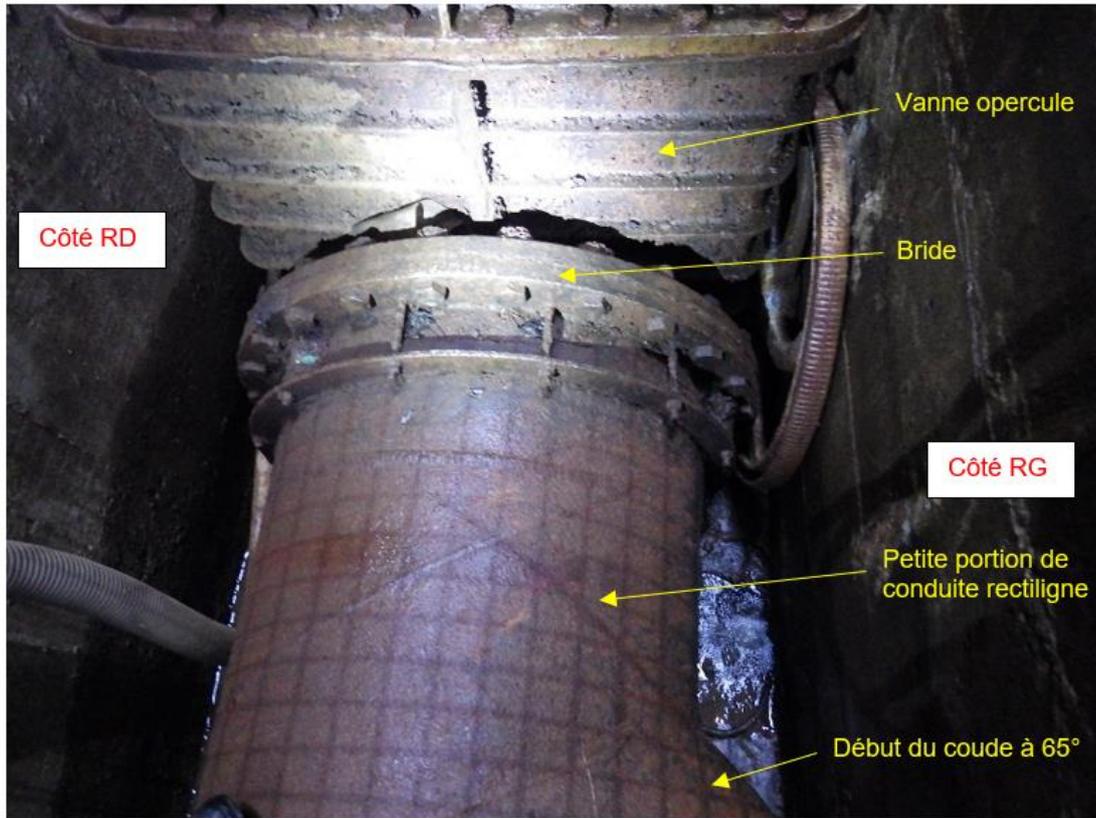


Figure 64 : Petite portion de conduite rectiligne entre la vanne et le coude à 65° (vue aval de la vanne)

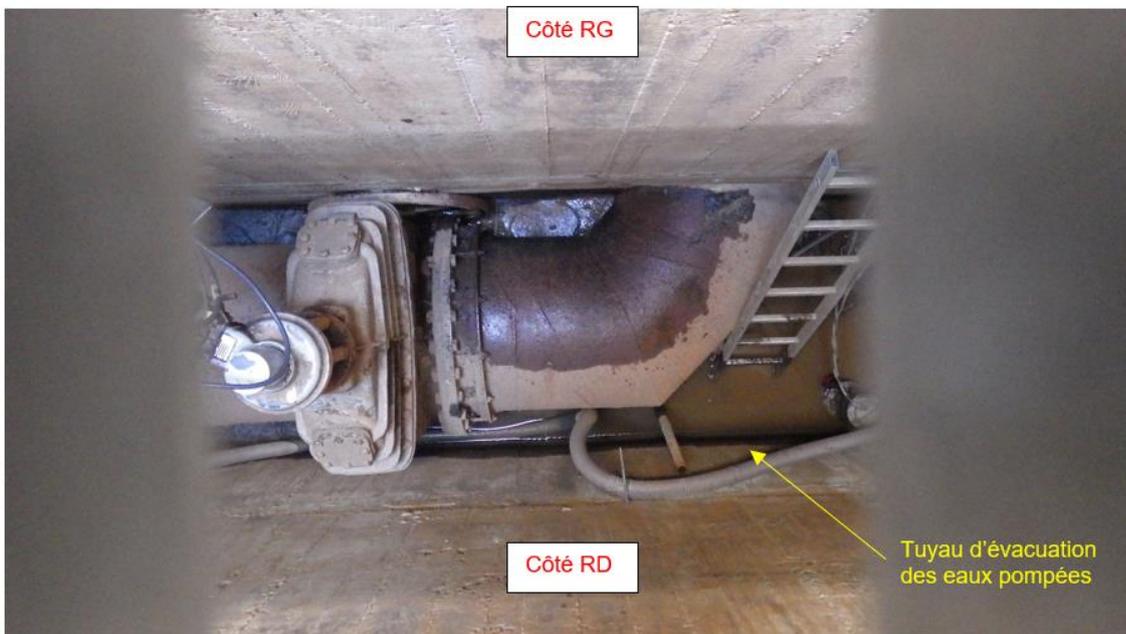


Figure 65 : Vue de la vanne et du coude à 65° (depuis la plateforme intermédiaire en caillebotis)



Figure 66 : Branchements situés dans la chambre aval



Figure 67 : Coffret de commande de la vanne opercule

5.9.1.3 Problématiques relatives à la chambre de restitution aval

L'état actuel du génie civil et des équipements ont engendré, au fur et à mesure des années, l'apparition de nouvelles problématiques :

- mauvaise étanchéité du radier de la chambre aval ;

- conduites corrodées et apparition de points de fuite en aval immédiat de la vanne ;
- vanne vieillissante (plus de 40 ans) ;
- régulation du débit par une vanne opercule (non idéal) ;
- nécessité du CD30 d'estimer finement le débit restitué, notamment durant les périodes de soutien d'étiage.

Problématique d'étanchéité du radier

Le local présente des infiltrations engendrant la présence d'eau à l'intérieur de la chambre. Ces constatations ne sont pas nouvelles (cf. réf [17]). Une pompe permet l'évacuation de l'eau mais la mise hors d'eau n'est pas permanente.

Une inspection spécifique du local a été réalisée le 02 septembre 2020. Les conditions d'observation du radier n'étaient pas optimales compte tenu de la présence d'une couche de sédiments en fond de chambre. Toutefois, lors de cette visite, au moins deux petites venues d'eau ont pu être constatées à l'interface radier/voile de la chambre.

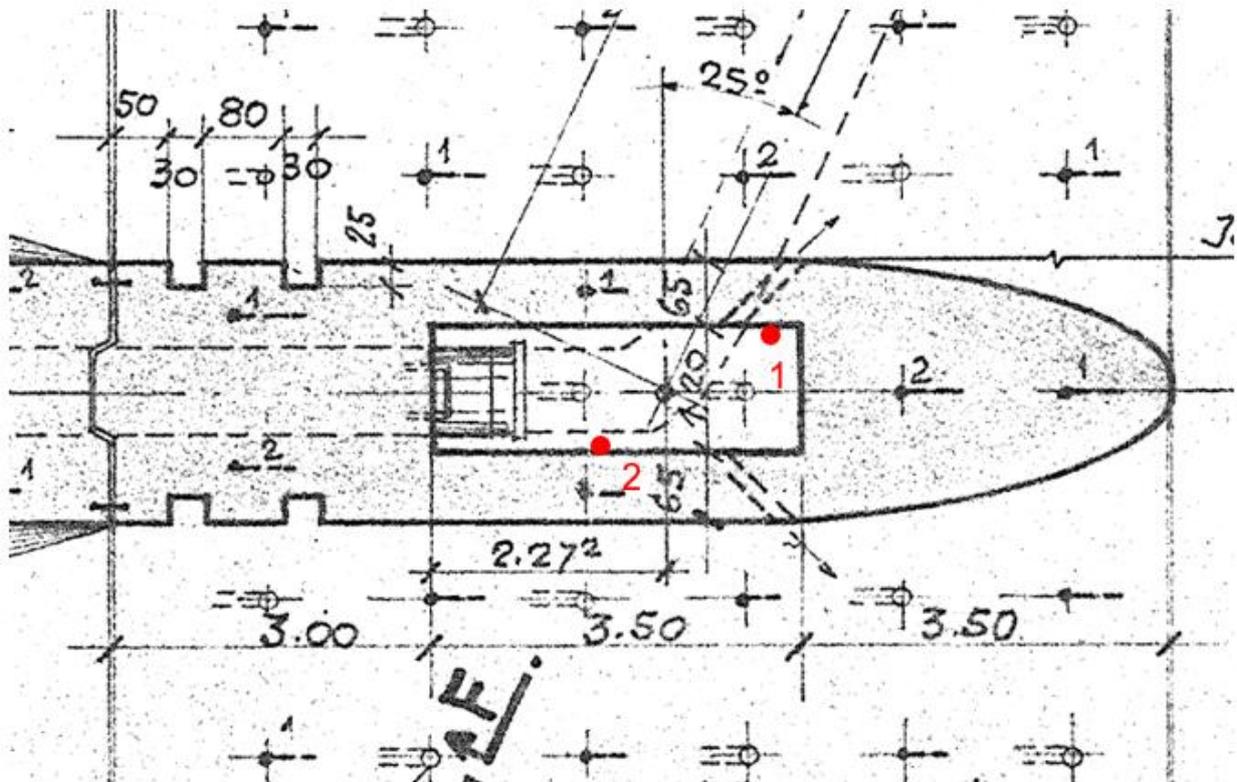


Figure 68 : Localisation des venues d'eau observées lors de la visite du 02/09/2020



Figure 69 : Venue d'eau n°1 observée lors de la visite du 02/09/2020

Problématique de corrosion des conduites et de la vanne

Les conduites et la vanne se situent dans un milieu en permanence humide avec une alternance entre immersion et émergence compte tenu du fonctionnement de la pompe d'exhaure. Ces conditions favorisent l'apparition de corrosion.

Ces phénomènes de corrosion, à la fois interne et externe, ne sont pas nouveaux. Des mesures d'épaisseurs par ultrasons avaient été réalisées en décembre 2009 (cf. réf [18]) et en juillet 2010 (cf. réf [19]).

Les résultats faisaient déjà ressortir à l'époque une conduite corrodée avec présence de chancres sur l'ensemble de la conduite que ce soit en amont ou en aval de la vanne de sectionnement. Les chancres extérieurs mesurés étaient de l'ordre de 0,50 à 3,00 mm.

D'autres mesures ponctuelles ont mis également en évidence la présence d'épaisseur résiduelle ponctuelle de 2,80mm au minimum (pour une épaisseur d'origine de 6,50 mm).

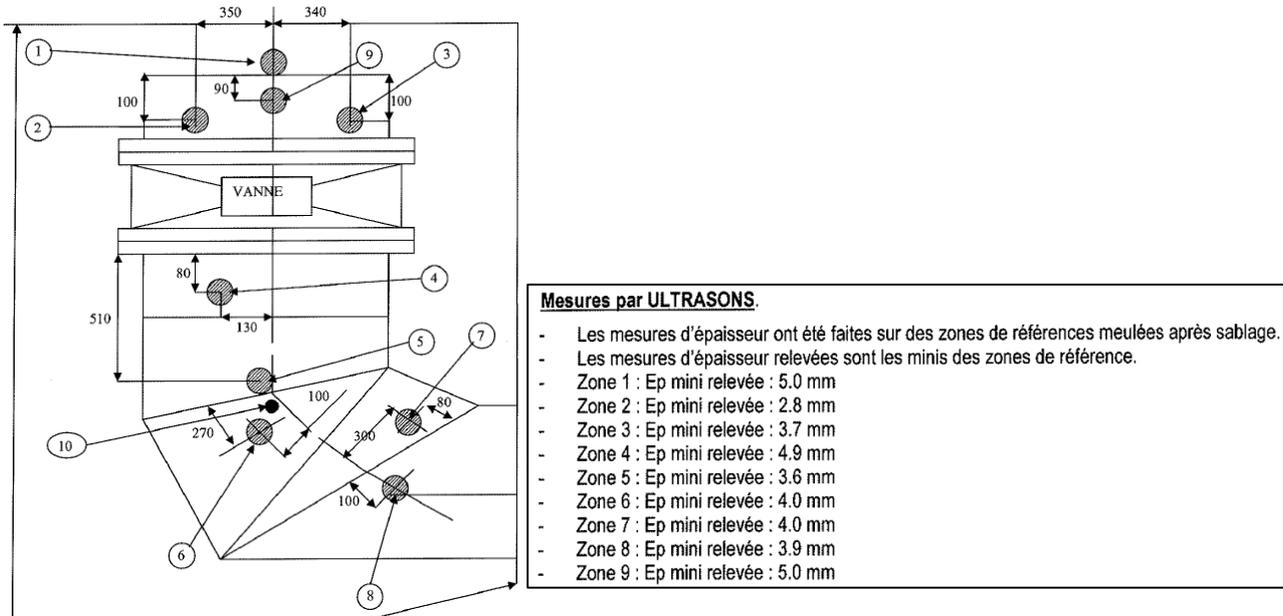


Figure 70 : Mesures d'épaisseur de juillet 2010 (réf [19])

Lors de la VTA du 26 septembre 2019 (cote de plan d'eau amont à 236,02 m NGF), il a été constaté pour la première fois l'apparition d'un point de fuite à l'aval de la vanne. L'évolution de cette fuite a pu être constatée suite à nos venues successives les :

- 02 septembre 2020 (inspection du local) avec cote du plan d'eau amont à 234,95 m NGF ;
- 20 octobre 2020 (VTA 2020) avec cote du plan d'eau amont à 242,13 m NGF ;
- 09 septembre 2021 (VTA 2021) avec cote du plan d'eau amont à 238,67 m NGF.

La dernière visite a mis en évidence la rapidité de l'évolution de cette fuite avec l'apparition de nouveaux points de fuite à proximité immédiate et/ou l'agrandissement des premiers points de fuite.



26 septembre 2019



02 septembre 2020



20 octobre 2020



09 septembre 2021

Figure 71 : Evolution de la fuite à l'aval de la vanne

Problématique de vanne vieillissante

Compte tenu des conditions extérieures dans lesquelles évolue la vanne, l'état de cette dernière doit probablement être équivalent à celui de la conduite.

L'utilisation de cette vanne depuis plus de 40 ans est remarquable et fait preuve d'une robustesse appréciable. Néanmoins, l'étanchéité de la vanne ne doit plus être parfaite et son mécanisme doit présenter quelques points durs lors de sa manœuvre.

Le remplacement de cet organe est à prévoir.

Problématique de la régulation du débit par une vanne opercule

La vanne actuelle est une vanne de sectionnement de type opercule. Compte tenu de sa typologie, son fonctionnement optimal est un fonctionnement en tout ou rien (complètement ouverte ou complètement fermée).

Néanmoins, cette vanne a été utilisée depuis la création de l'ouvrage comme une vanne de régulation des débits.

Le remplacement de cet organe par une autre typologie de vanne plus adaptée à la régulation des débits est à prévoir.

Problématique de l'estimation fine des débits restitués à l'aval

La gestion fine des débits réservés sur les barrages de Sainte Cécile d'Andorge et des Cambous est un sujet majeur pour le Conseil Départemental du Gard. Le CD30 souhaite donc équiper ses ouvrages d'appareils de mesure fiables permettant l'estimation la plus précise possible des débits restitués à l'aval. Comme rappelé dans la note [14], la mesure de ce débit en continu est nécessaire afin de :

- disposer d'organes de régulation permettant de pouvoir gérer au mieux le niveau des plans d'eau amont ;
- pouvoir rendre compte auprès des parties prenantes (acteurs locaux, police de l'eau, etc.) des débits réellement restitués à l'aval ;
- disposer d'organe de régulation permettant une mise en œuvre du soutien d'étiage à la hauteur des attentes locales et réglementaires.

A noter que l'étude de PROJET de sécurisation du barrage des Cambous (réf. [20]) prévoit l'installation d'un débitmètre électromagnétique en DN 800 avec convertisseur déporté en tête de la galerie sur le circuit de restitution, en amont immédiat d'une future vanne annulaire motorisée en DN 900.

L'installation d'un tel appareil est également privilégiée sur le barrage de Sainte Cécile d'Andorge (cf. réf [14]).

5.9.2 HYPOTHESES ET CONTRAINTES IMPOSEES PAR LE PROJET DE SECURISATION

5.9.2.1 Position de la future chambre de restitution

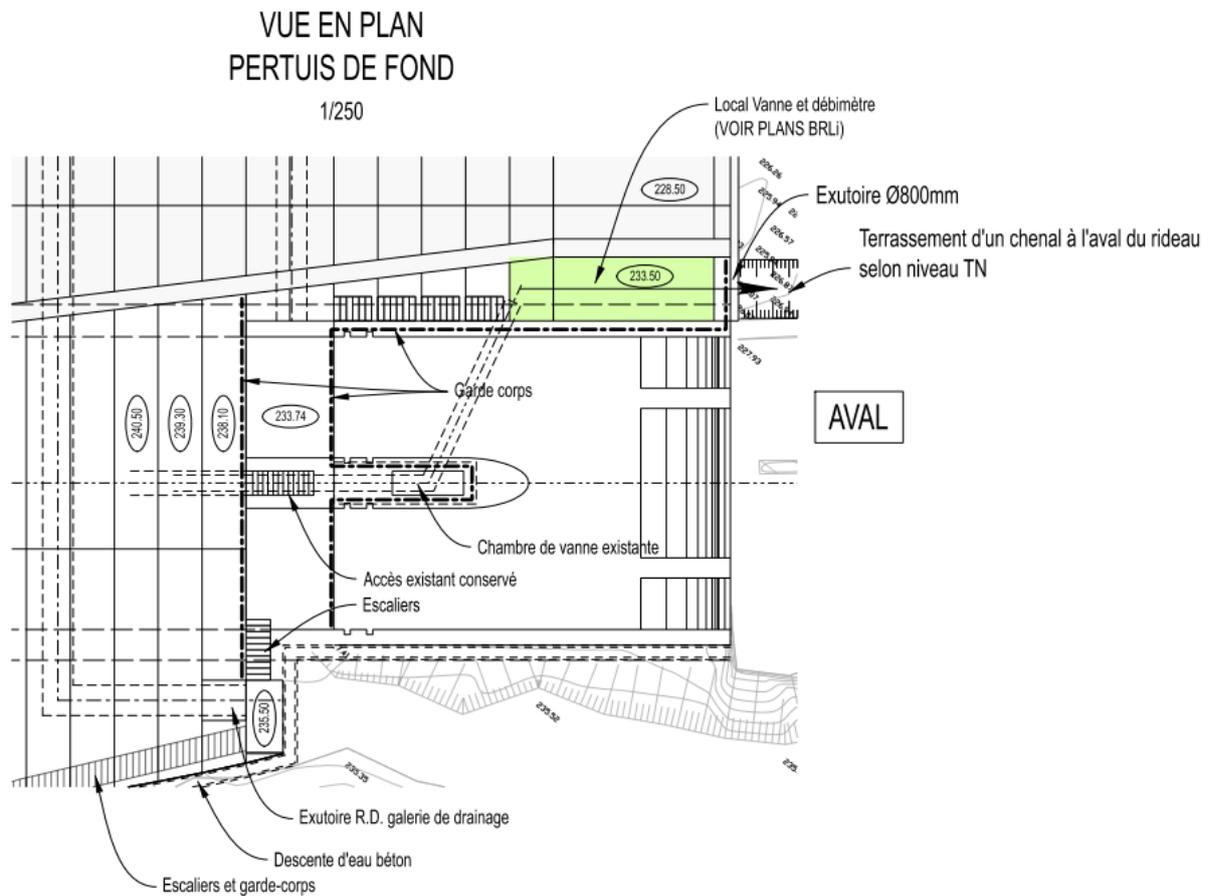


Figure 72 : Extrait du futur aménagement à l'aval du barrage

La Figure 72 permet de situer l'implantation de la future chambre de restitution. La zone disponible entre le bajoyer RG des pertuis existant et le bajoyer RD du futur évacuateur est compatible avec la création de la future chambre.

La superposition de la Figure 72 avec une vue Google Earth du site de Sainte Cécile d'Andorge confirme que le futur local sera situé en lieu et place du bassin de dissipation actuel.



Figure 73 : Superposition d'un plan Projet et d'une vue Google Earth

5.9.2.2 Capacité hydraulique de l'organe de restitution actuel

L'ETC de 2013 (réf [17]) fait mention d'un débit maximal de $5 \text{ m}^3/\text{s}$ pour l'ouvrage de restitution. En parallèle, le règlement d'eau du barrage impose un soutien au débit du cours d'un maximum de 200 L/s pendant les périodes de soutien d'étiage notamment.

Ces informations sont importantes puisqu'elles conditionnent les dimensions de la future vanne.

Le mode de gestion est également un autre facteur à intégrer dans le choix de la future vanne. Après échange avec l'exploitant du barrage, il ressort les points suivants :

- en général, la vanne de restitution est ouverte quand le niveau atteint environ 242,03 mNGF (soit environ 3cm au-dessus des pertuis) ;
- cette ouverture commence très souvent entre la mi-juillet et début août. De manière exceptionnelle, et suivant les années, il est possible qu'elle commence plus tôt (début juillet) ou un peu plus tard (mi-août) ;
- en moyenne, cette vanne est fermée à partir de la mi-septembre voire fin octobre (variable selon les années) ;
- l'ouverture de la vanne guillotine dépasse rarement les 15% d'ouverture ; ceci confirme bien une utilisation de la vanne pour la gestion des petits débits spécifiquement.

Un re-calcul de la débitance maximale de l'organe de restitution actuelle a donc été réalisé.

Après estimation des pertes de charges linéaires et singulières du circuit de restitution, il est possible de tracer la courbe hauteur/débit ci-après :

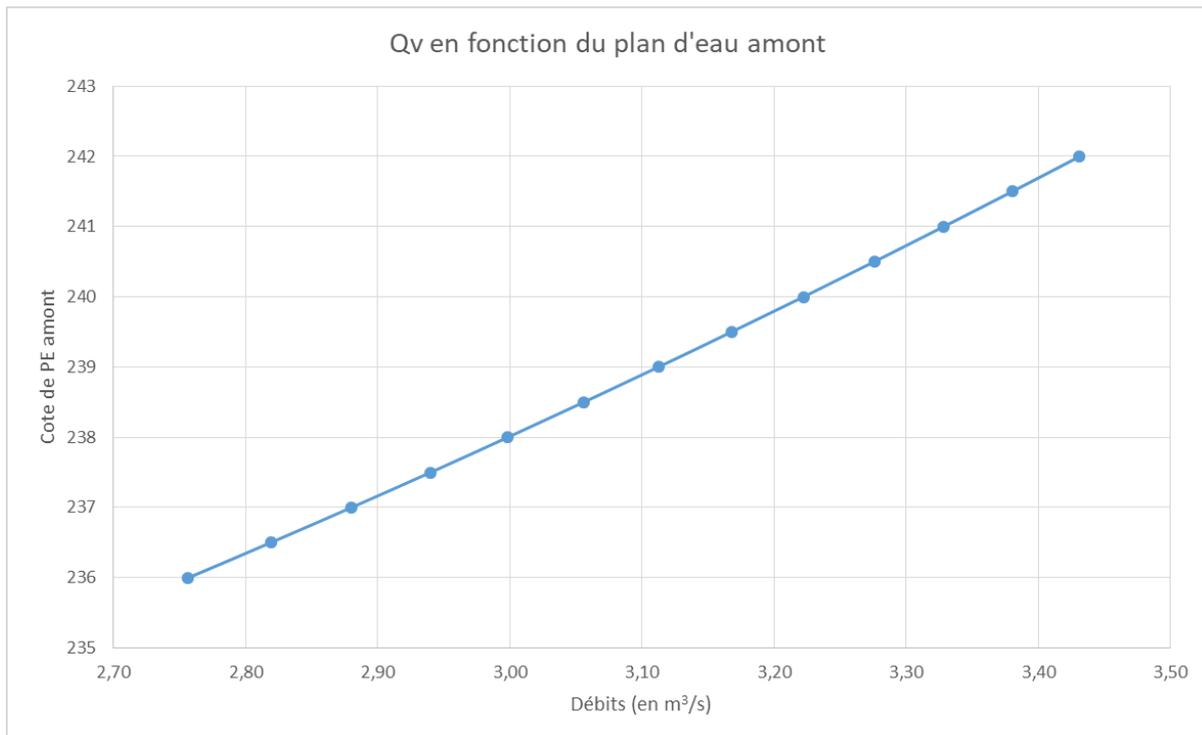


Figure 74 : Courbe de débitance de l'organe de restitution actuel en fonction de la cote du plan d'eau amont

Il apparaît que la capacité hydraulique de l'organe de restitution actuelle est en réalité limitée à une valeur maximale de 3,40 m³/s.

Toute cette analyse (débit maximal, période d'utilisation réelle de la vanne, retour d'expérience du mode d'utilisation actuel) conduit à prioriser un dimensionnement de la future vanne sur la possibilité de gérer finement les petits débits (200 L/s) plus que sur la capacité à pouvoir évacuer des débits importants ($Q_{max} \approx 3.40 \text{ m}^3/\text{s}$).

5.9.2.3 Position du débitmètre

Le document [14] préconise l'installation du débitmètre au niveau des parties accessibles, au plus proche de la vanne de garde.

Toutefois, les dimensions actuelles de la chambre aval ne permettent pas d'installer cet équipement dans cette zone. Un nouveau local accueillant ce débitmètre doit donc être créé. La zone repérée sur la Figure 72 est retenue.

La position précise de cet équipement est détaillée au §5.9.3.4.

Par ailleurs, compte tenu de la plage de débit à mesurer allant de 200 L/s à 3,40 m³/s au maximum (cf. §5.9.2.2), il est nécessaire de prévoir un débitmètre de diamètre $\varnothing 700 \text{ mm}$ minimum. Afin d'assurer la pleine efficacité de ce dispositif, des longueurs droites minimales sont à respecter à l'amont et à l'aval du dispositif :

- à l'amont : $\geq 5x\varnothing$ soit une longueur minimale de 3.50m ;
- à l'aval : $\geq 2x\varnothing$ soit une longueur minimale de 1.40m ;
- longueur du dispositif : 0.70m.

Il convient donc de respecter une longueur droite totale de 5,60 m au minimum.

5.9.2.4 Remplacement de la vanne existante

Afin de répondre favorablement aux problématiques exposées au §5.9.1.3, il a été acté de retenir la solution d'un remplacement de la vanne actuelle par une nouvelle vanne de régulation type vanne annulaire.

Afin d'éviter tout risque de mise en vibration de cet équipement, les fournisseurs conseillent pour ce type de vanne, une plage d'ouverture supérieure ou égale à 20-25%.

En prenant en considération cette contrainte pour la restitution d'un débit réservé de 200 L/s sous une cote de plan d'eau amont de 242 mNGF (au-dessus, les pertuis continuent de déverser et la restitution n'est pas utilisée), une vanne annulaire en Ø 700 mm présente le meilleur compromis :

- débit maximal : $Q_{max} = 2.25 \text{ m}^3/\text{s}$;
- débit minimal : $Q_{min} = 200 \text{ L/s}$ à 22% d'ouverture de la vanne.

Plus la cote de plan d'eau diminuera au fur et à mesure de la période de soutien d'étiage, plus le pourcentage d'ouverture de la vanne augmentera, permettant ainsi de s'éloigner d'autant plus de la frange basse de manœuvre imposée par les fournisseurs (20-25%).

5.9.3 SOLUTION TECHNIQUE RETENUE

La solution technique retenue consiste à :

- retirer la vanne existante de la chambre aval ;
- remplacer les portions de conduites corrodées situées dans la chambre existante ;
- combler partiellement la chambre existante de béton ;
- installer une nouvelle vanne de régulation et un débitmètre dans un nouveau local en sortie du circuit de restitution existant.

La portion de conduite située sous le radier du pertuis de la galerie RG est laissée en place mais pourra faire l'objet de traitement localisé si nécessaire.

Afin de faciliter l'exécution d'inspection caméra ultérieure à l'intérieur des conduites, une cheminée Ø800mm (type « trou d'homme ») est mise en place. Ces dimensions permettent l'insertion de matériel d'inspection télévisuelle (caméra montée sur chariot filoguidé).

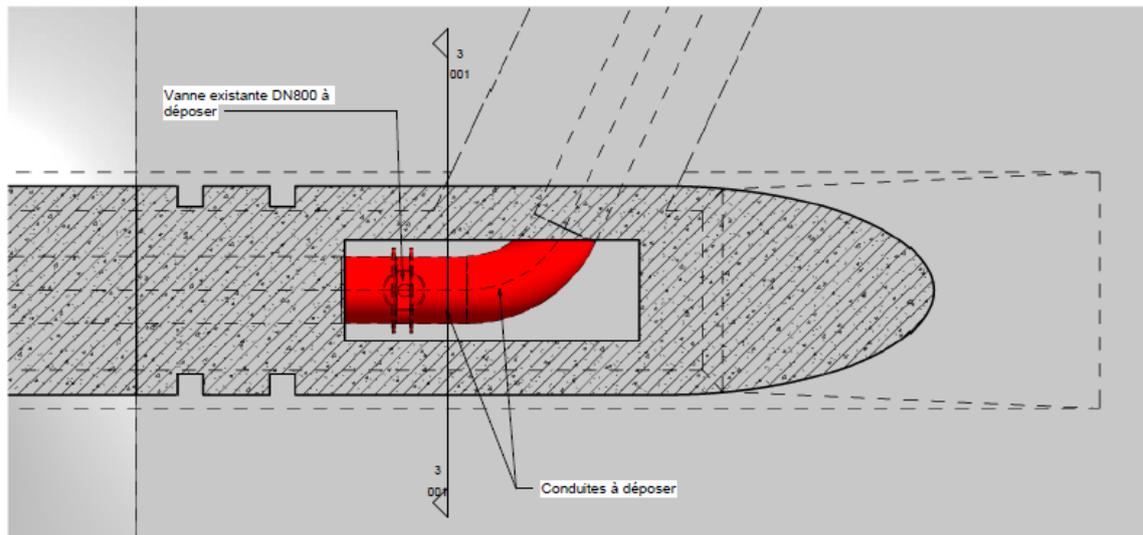
5.9.3.1 Suppression de la vanne opercule existante

Comme explicité au §5.9.1.3 la vanne existante est vieillissante et peu adaptée pour de la régulation fine de débit.

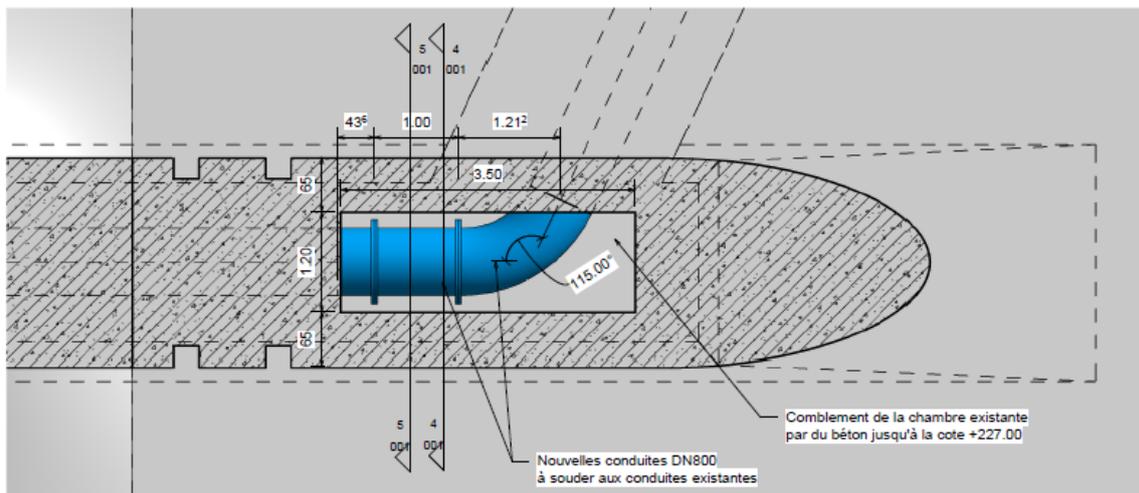
L'objectif de cette solution est donc de remplacer la vanne par un équipement type vanne annulaire.

5.9.3.2 Remplacement des portions de conduites corrodées de la chambre aval

Les autres portions de conduites accessibles dans la chambre aval seront également retirées et remplacées par de nouvelles conduites. Ceci permettra de traiter la problématique de corrosion explicitée au §5.9.1.3. Les nouvelles conduites seront soudées aux conduites existantes après déconstruction locale du GC.



1 Vue en plan_dépose conduite et vanne existantes
1 : 50



2 Vue en plan_replacement de la conduite et comblement
1 : 50

Figure 75 : Remplacement des conduites corrodées dans la chambre aval existante

La prestation de l'entreprise comprendra toutes les sujétions liées aux travaux de dépose et d'évacuation des éléments de tuyauterie et de robinetterie disposés dans la chambre existante.

On notera entre autres, après consignation :

- la vidange, le démontage, le découpage des tuyaux au chalumeau si nécessaire ;
- la manutention des éléments de tuyauterie par la trappe existante avec utilisation de tout moyen de manutention nécessaire ;
- toutes sujétions pour accès difficile et contraintes d'encombrement ;
- toutes sujétions liées à la présence de canalisations et câbles en service dans l'embaras des travaux ;
- le transport vers l'extérieur du local ;
- la reprise et la dépose sur un camion de chantier pour évacuation ;

- l'évacuation en décharge agréée.

5.9.3.3 Comblement partiel de la chambre aval existante par un remplissage béton

La nouvelle vanne étant installée dans un autre local, la chambre existante ne contiendra dès lors que des tronçons de conduite. Leur accessibilité n'est plus rendue strictement nécessaire. La problématique d'étanchéité (cf. 5.9.1.3) peut donc être traitée de manière plus rustique et simplement par un remplissage en béton d'une partie de la chambre. Un remplissage jusqu'à la cote de 227 m NGF (soit environ sur 2,20 m de hauteur) est prévu.

Afin de faciliter l'exécution d'inspection caméra ultérieure à l'intérieur des conduites, il est prévu la mise en place d'une cheminée \varnothing 800 mm (type « trou d'homme ») dont les dimensions permettront l'insertion de matériel d'inspection télévisuelle (caméra montée sur chariot filoguidé).

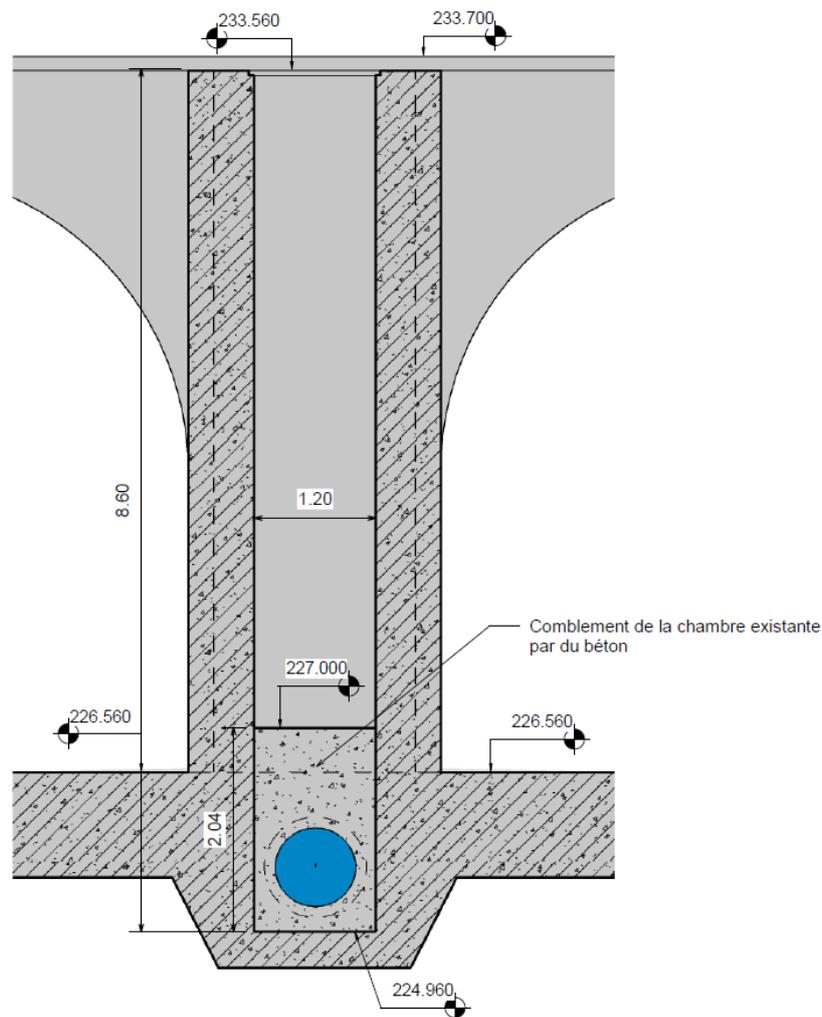
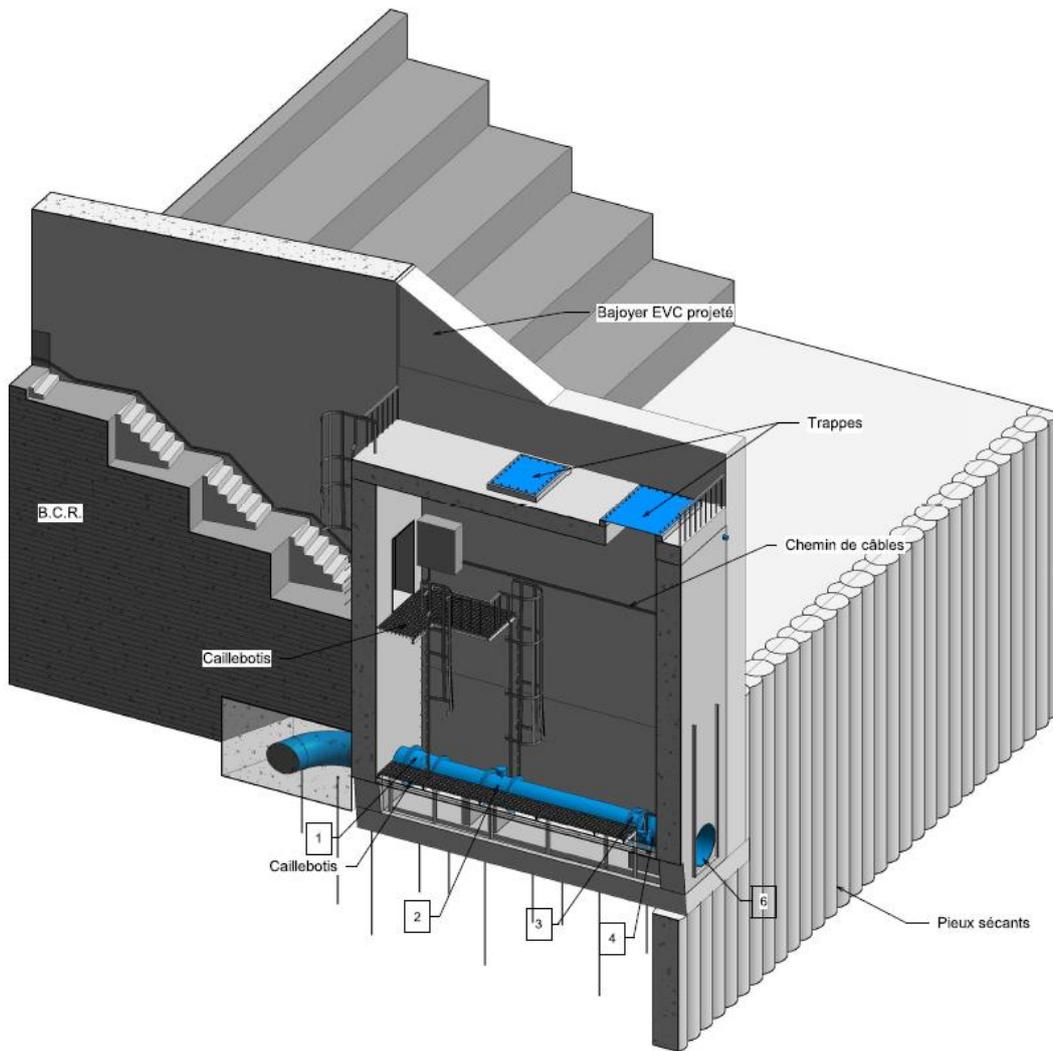


Figure 76 : Remplissage en béton de la chambre aval existante

5.9.3.4 Réalisation d'un nouveau local pour le débitmètre et la vanne de régulation

L'ajout d'une nouvelle vanne de régulation et d'un débitmètre permet de répondre aux problématiques explicitées au §5.9.1.3.



Légende:

1. Cône de réduction DN800/700
2. Débitmètre DN700
3. Joint de démontage DN700
4. Vanne annulaire DN700
5. Bride d'adaptation sur mur
6. Raccord bride-uni et manchette d'ancrage DN1000
7. Vanne à opercule DN80

Figure 77 : Vue 3D du nouveau local de restitution

Génie civil

Le nouveau local présente un confort d'exploitation bien supérieur au local de restitution existant :

- accès sécurisé au fond de la chambre par une échelle crinoline ;
- tous les équipements sont situés dans un seul et même endroit ;

- visuel direct sur la vanne lors de sa manœuvre (commande en local) ;
- conditions optimales d'exploitation via l'installation d'éclairages et de ventilation (extracteur d'air).

Le nouveau local sera enchâssé entre le futur bajoyer de l'évacuateur de crue et le bajoyer RG des pertuis. La réalisation d'un radier, d'un voile amont et d'un voile aval permettront de confiner le local. Ce dernier sera ancré au rocher au moyen de barres d'ancrage.

L'implantation des ancrages reprendra le même principe que les ancrages existants actuellement sous les pertuis, à savoir :

- barres $\varnothing 25\text{mm}$;
- constitués de barres courtes et longues :
 - ♦ barres courtes ancrées de 2m de longueur ;
 - ♦ barres longues ancrées de 3m de longueur ;
- Implantées en quinconce selon une maille moyenne de 1,50 m X 1,15 m (cf. figure suivante)

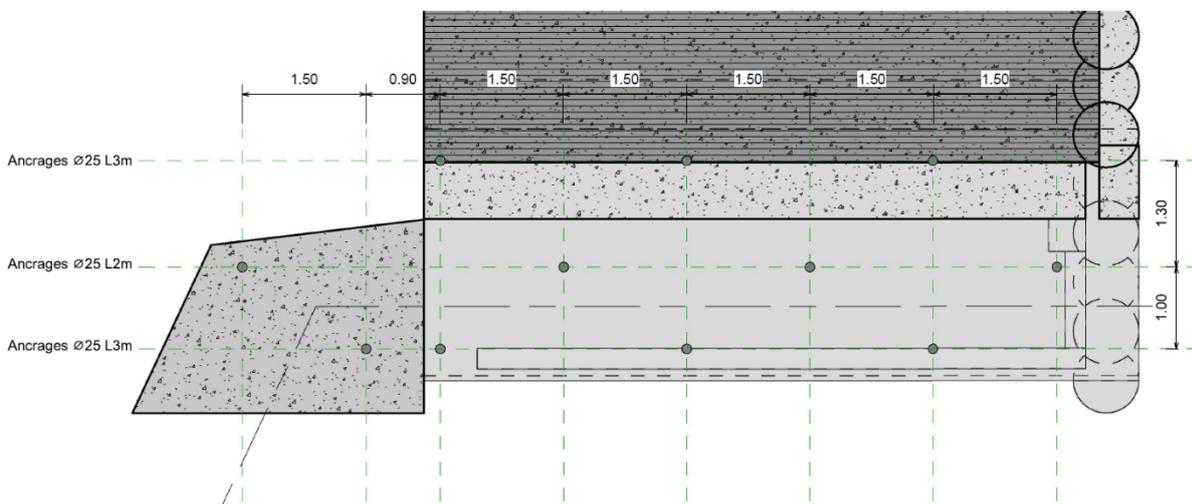


Figure 78 : Implantation des ancrages

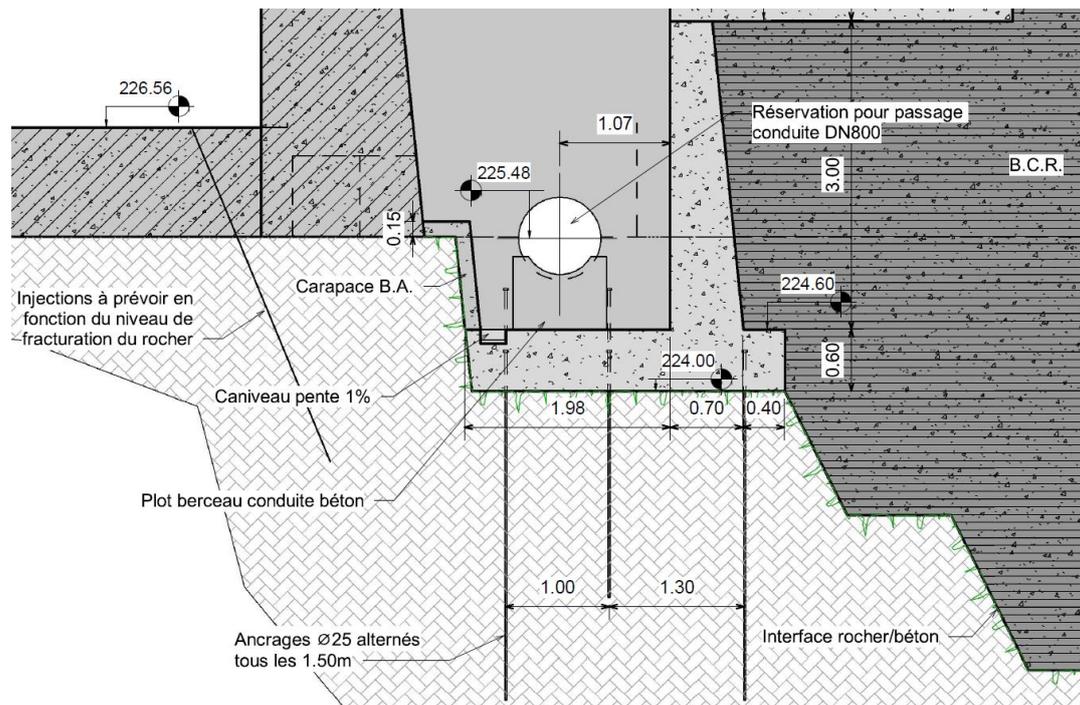


Figure 79 : Détail sur ancrages (vue vers l'amont)

Il a été fait le choix de positionner le voile amont du futur local en aval du joint existant dans le bajoyer RG des pertuis afin de réduire au maximum les venues d'eau. Les portions de conduites situées à l'amont de ce voile seront alors noyées dans un massif en béton, lui-même ancré au rocher.

Côté RD du local, les travaux nécessiteront une phase de terrassement/déroctage à proximité du bajoyer RG des pertuis existants. Le profil de ce déroctage est représenté sur la figure suivante. Afin d'éviter au maximum les venues d'eau dans le nouveau local et les sous-pressions, il est prévu :

- la réalisation de forages d'injection depuis l'intérieur du pertuis RG afin de créer comme un voile d'étanchéité dans le sens amont/aval ;
- la réalisation d'une carapace en béton armé épousant le profil du déroctage ;
- la mise en place de joints type waterstop :
 - ◆ à l'interface radier/carapace ;
 - ◆ à l'interface carapace/bajoyer RG existant ;
- la réalisation d'une cunette en pied de la carapace permettant de canaliser les éventuelles infiltrations jusqu'à un puisard muni d'une pompe d'évacuation.

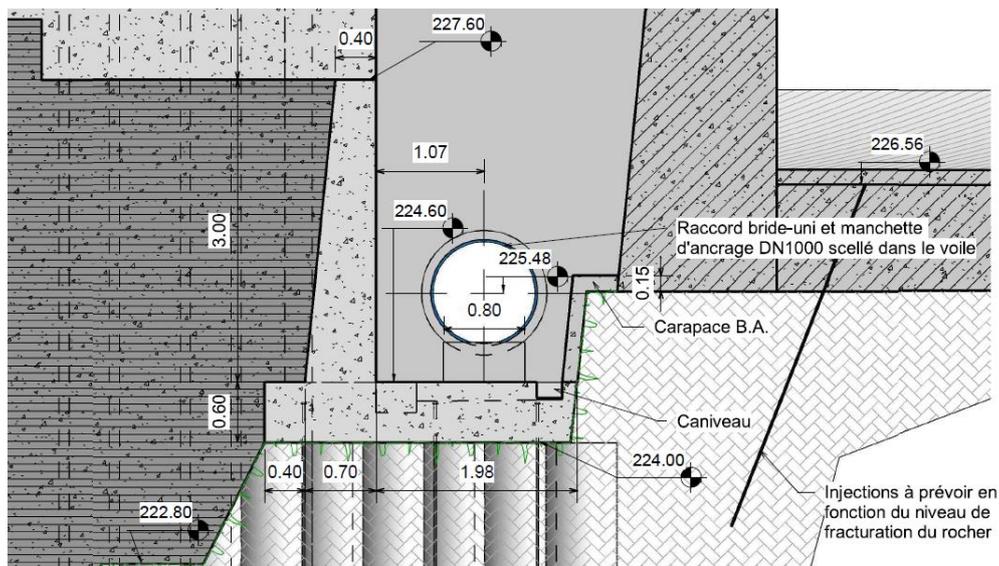


Figure 80 : Traitement du coin rocheux sous le bajoyer RG des pertuis existants (vue vers l'aval)

La dalle supérieure du local reposera d'un côté sur la tête du bajoyer RG des pertuis et elle sera ancrée dans le bajoyer de l'évacuateur de crue de l'autre. Elle présentera également des ouvertures adaptées aux dimensions du débitmètre et de la vanne annulaire afin de pouvoir les sortir du local au besoin.

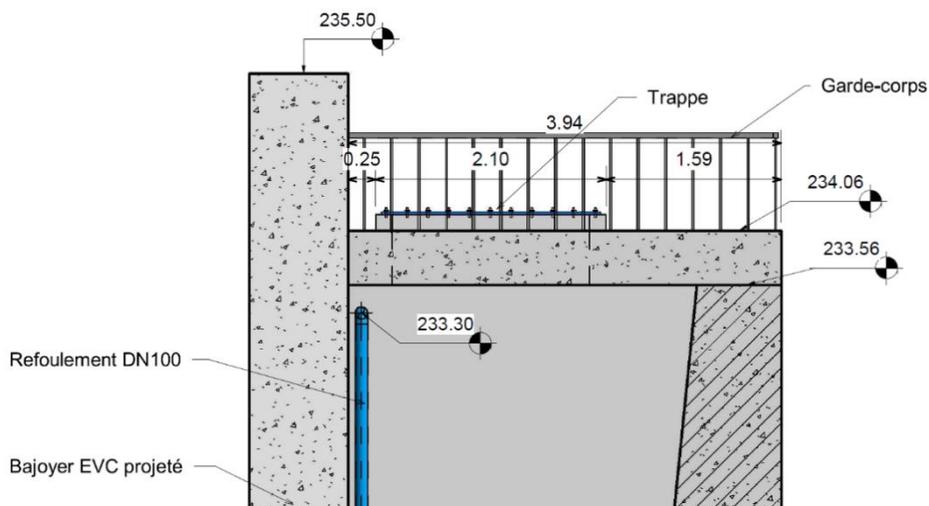


Figure 81 : Dalle de couverture du futur local

Vantellerie

Les travaux des équipements hydromécaniques comprennent :

- la fourniture et la pose d'une longueur droite et d'un coude à brides en DN 800 au niveau de l'exutoire existant, permettant de retrouver un axe amont/aval ;
- la fourniture et la pose d'un convergent à brides en DN 800 / DN 700 avec un angle de 8° ;
- la fourniture et la pose d'une longueur droite à brides en DN 700 ;
- la fourniture et la pose d'un débitmètre électromagnétique en DN 700 avec convertisseur déporté en tête du local ;
- la fourniture et la pose d'une longueur droite à brides en DN 700. Elle sera munie d'un piquage en DN 80 pour la vidange ;
- la fourniture et la pose d'une manchette de démontage autobutée en DN 700 ;

- la fourniture et la pose d'une vanne annulaire motorisée en DN 700 avec commande déportée en tête du local ;
- la fourniture et la pose d'une bride d'adaptation entre la vanne et la manchette ;
- la fourniture et la pose d'une manchette à brides en DN 1000 avec collerette d'ancrage à sceller dans le voile aval en béton armé.

Les pièces de tuyauterie seront en acier et revêtues d'une protection par peinture époxy.

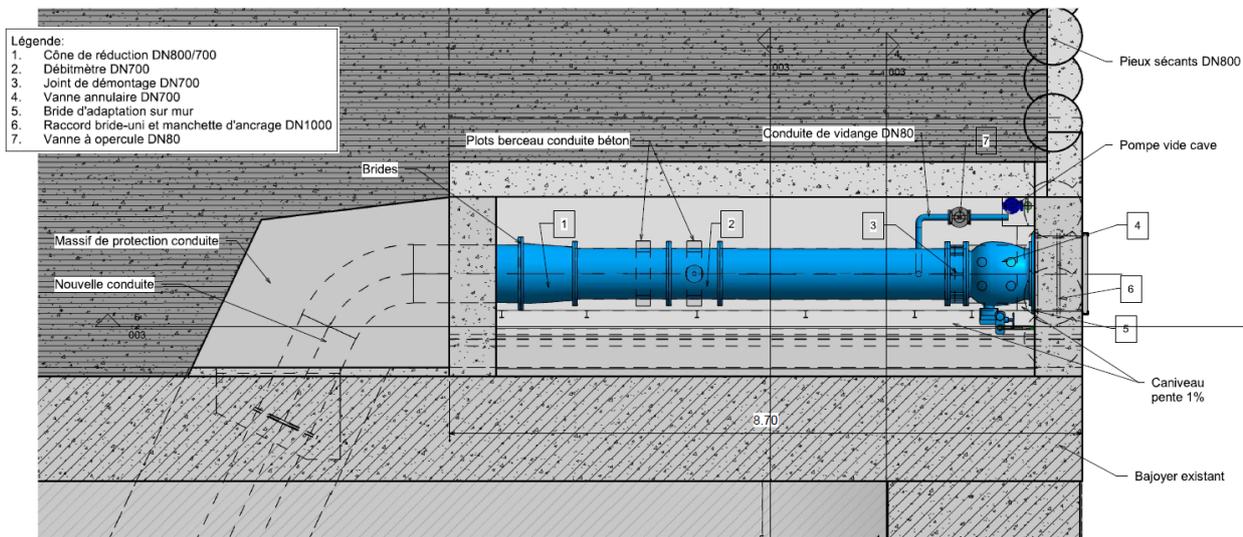


Figure 82 : Pièces de vantellerie

Dispositifs de contrôle commande

Bilan de puissance

L'ajout de nouveaux équipements induit une augmentation de la puissance électrique qui sera consommée. Toutefois, au regard des éléments transmis par les fabricants de ces équipements, la puissance supplémentaire installée devrait être de l'ordre de 5 kW dont la majorité provient de la pompe d'exhaure (environ 4 kW).

La puissance actuellement consommée devant être faible au regard des équipements actuels, l'accroît de puissance doit pouvoir être soutiré sur l'installation existante.

Alimentation électrique du coffret

Un coffret électrique sera installé à l'entrée du nouveau local et sera destiné à l'alimentation des nouveaux équipements.

Le coffret électrique existant, situé à l'entrée de la galerie, qui permet d'assurer la protection et la commande de la vanne opercule motorisée sera déposé. Il sera remplacé par une boîte de raccordement qui prolongera le câble d'alimentation actuel jusqu'au coffret électrique du nouveau local. Le câble sera installé à l'intérieur d'un chemin de câbles capoté qui suivra le cheminement entre ces deux locaux.

En fonction de la section du câble d'alimentation actuel, il sera envisagé de le remplacer sur son intégralité.

Composition du coffret

Le nouveau coffret, appelé « coffret de restitution » sera installé à l'intérieur du nouveau local au droit de la plateforme d'accès.

Il assurera l'alimentation électrique de la vanne annulaire, du débitmètre et de la pompe d'exhaure ainsi que le rapatriement de leurs informations et de leur commande.

Il se composera à l'intérieur de :

- un disjoncteur d'arrivée tétrapolaire ;
- un ensemble disjoncteur moteur et contacteurs pour la vanne annulaire ;
- un ensemble disjoncteur moteur et contacteurs pour la pompe d'exhaure ;
- un disjoncteur de protection pour le débitmètre ;
- un disjoncteur de protection pour la commande ;
- relayage éventuel ;
- borniers de puissance et de commande ;

En face avant, il sera disposé :

- un voyant de présence tension ;
- un bouton d'arrêt d'urgence de type coup de poing ;
- trois boutons poussoirs lumineux pour la vanne annulaire répartis comme suit :
 - ◆ de couleur verte pour la manœuvre d'« ouverture ». Lorsque le contact de fin de course « ouvert » est atteint le voyant s'allume ;
 - ◆ de couleur rouge pour l'« arrêt » de manœuvre. Lorsque la vanne est en défaut le voyant s'allume ;
 - ◆ de couleur bleue pour la manœuvre de « fermeture ». Lorsque le contact de fin de course « fermé » est atteint le voyant s'allume.

Nota : Les voyants « ouverture » et « fermeture » clignoteront pendant la phase associée du mouvement de la vanne.

- un commutateur « auto / manu » pour le fonctionnement de la pompe d'exhaure ;
- un voyant de couleur verte indiquant le fonctionnement de la pompe d'exhaure ;
- un voyant de couleur rouge indiquant un défaut de la pompe d'exhaure.

Les câbles chemineront entre ce coffret et les équipements installés à l'intérieur du nouveau local sur des chemins de câbles à disposer.

Dispositifs déportés

Les dispositifs déportés des équipements suivants seront installés à proximité du coffret de contrôle commande de la vanne de restitution :

- commande déportée de l'actionneur électrique de la vanne annulaire ;
- convertisseur de mesure du débitmètre électromagnétique du circuit de restitution.

Ces dispositifs échangeront des informations avec le coffret de contrôle commande via des liaisons filaires.

Equipements

L'accès piéton jusqu'à ce local se fera depuis la plateforme aval existante calée à 233,56 m NGF puis par l'intermédiaire d'un escalier béton fondé sur les marches en BCR du futur évacuateur de crue. Au pied de cet escalier une porte permettra d'accéder à l'intérieur du local. En entrée du local, un palier en caillebotis permettra la pose d'un coffret d'alimentation. Ce coffret permettra également la manœuvre des vannes.

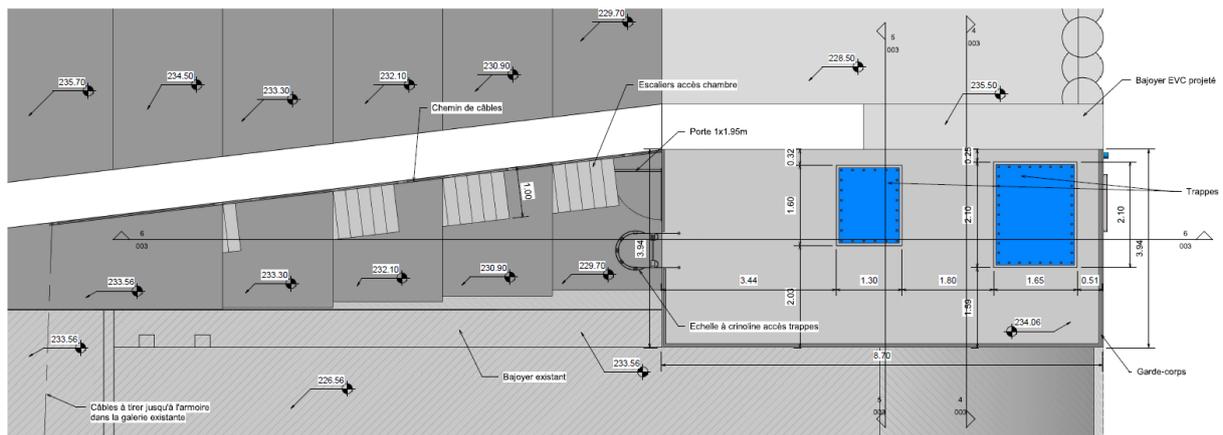


Figure 83 : Vue en plan des aménagements extérieurs (escalier)

La descente jusqu'au fond de la chambre s'effectuera au moyen de deux échelles à crinoline permettant d'accéder de part et d'autre de la conduite. Côté RG de la conduite, l'échelle aboutira jusqu'à l'arase du radier de fondation. Côté RD de la conduite, l'échelle aboutira sur une plateforme en caillebotis calée à 225.80 mNGF. Cette plateforme permettra de cheminer le long de la conduite jusqu'à la motorisation de la vanne annulaire.

En extérieur, une échelle à crinoline permet d'accéder sur la dalle de couverture du local. Afin de sécuriser le cheminement sur cette dalle, un garde-corps sera installé sur tout le pourtour du local.

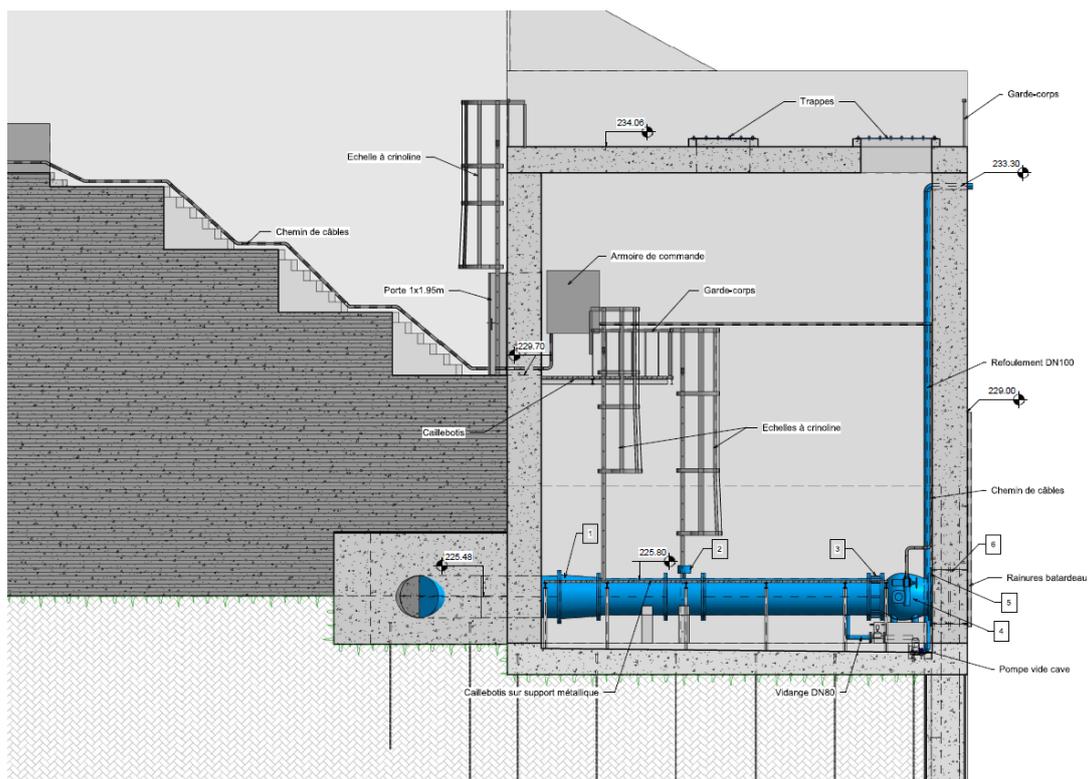


Figure 84 : Vue en élévation du local (équipements)

Compte tenu de la cote altimétrique de la conduite et du niveau aval moyen, le circuit de restitution sera très souvent en eau à l'aval. Afin de pouvoir isoler ce conduit dans l'éventualité de travaux sur le débitmètre ou la vanne, il sera prévu :

- la création de rainures à batardeau sur le voile aval du nouveau local ;
- la création d'un système de vidange de la conduite dans le nouveau local ;

- la création d'un puisard et l'installation d'une pompe dans le nouveau local permettant de refouler les eaux pompées.

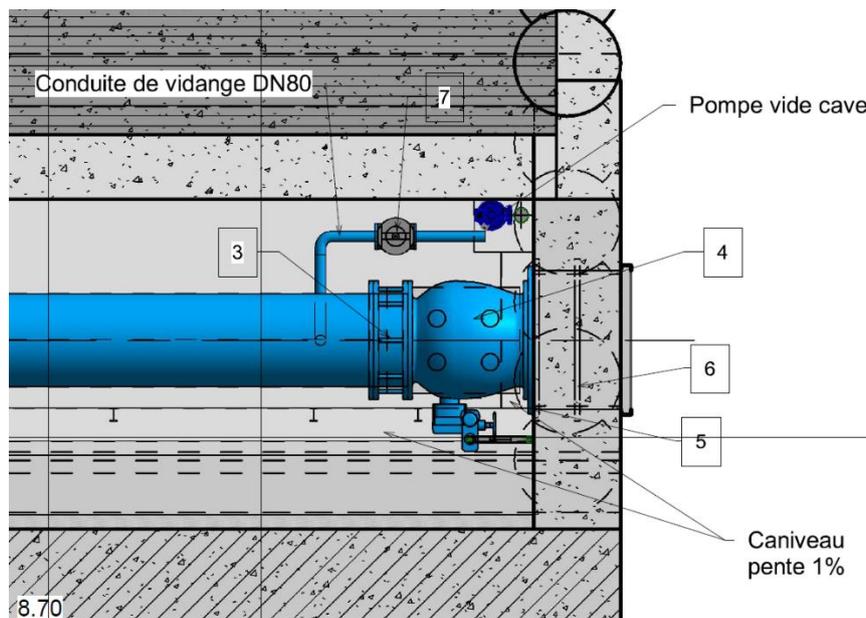


Figure 85 : Vue en plan du système de pompage du local et des rainures à batardeau aval

Traitement des portions de conduite corrodées sous l'ouvrage

Les travaux envisagés vont nécessiter le démontage et l'enlèvement des conduites corrodées visibles dans la chambre aval existante. De ce fait, l'accès à l'intérieur du linéaire de conduite situé sous le barrage deviendra accessible.

A cette occasion, les travaux de réhabilitation de ces conduites préconisés depuis 2010 pourront être réalisés :

- décapage intérieur de la conduite par sablage sur une longueur totale de 150ml environ ;
- inspection vidéo ;
- traitement intérieur par désinfection et nettoyage haute pression ;
- mise en œuvre d'un revêtement en peinture Epoxy.

5.10 TRAVAUX ANNEXES

5.10.1 DEMOLITION ET EVACUATION DE L'EXISTANT

Les travaux de démolition concernent les structures suivantes :

- en crête du barrage :
 - ◆ le parapet pare-vague ainsi que la glissière de sécurité (Figure 88),
 - ◆ le décapage de la route,
- deux petits bâtiments situés à l'entrée de la galerie de drainage de l'appui rive gauche (Figure 86),
- le seuil en béton armé en aval de la restitution de la prise d'eau étagée (Figure 87),
- les éléments de l'ancien parapet du barrage stockés sur l'ancienne RN106 en rive gauche et à l'emplacement de la centrale à béton en rive droite,

- 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.

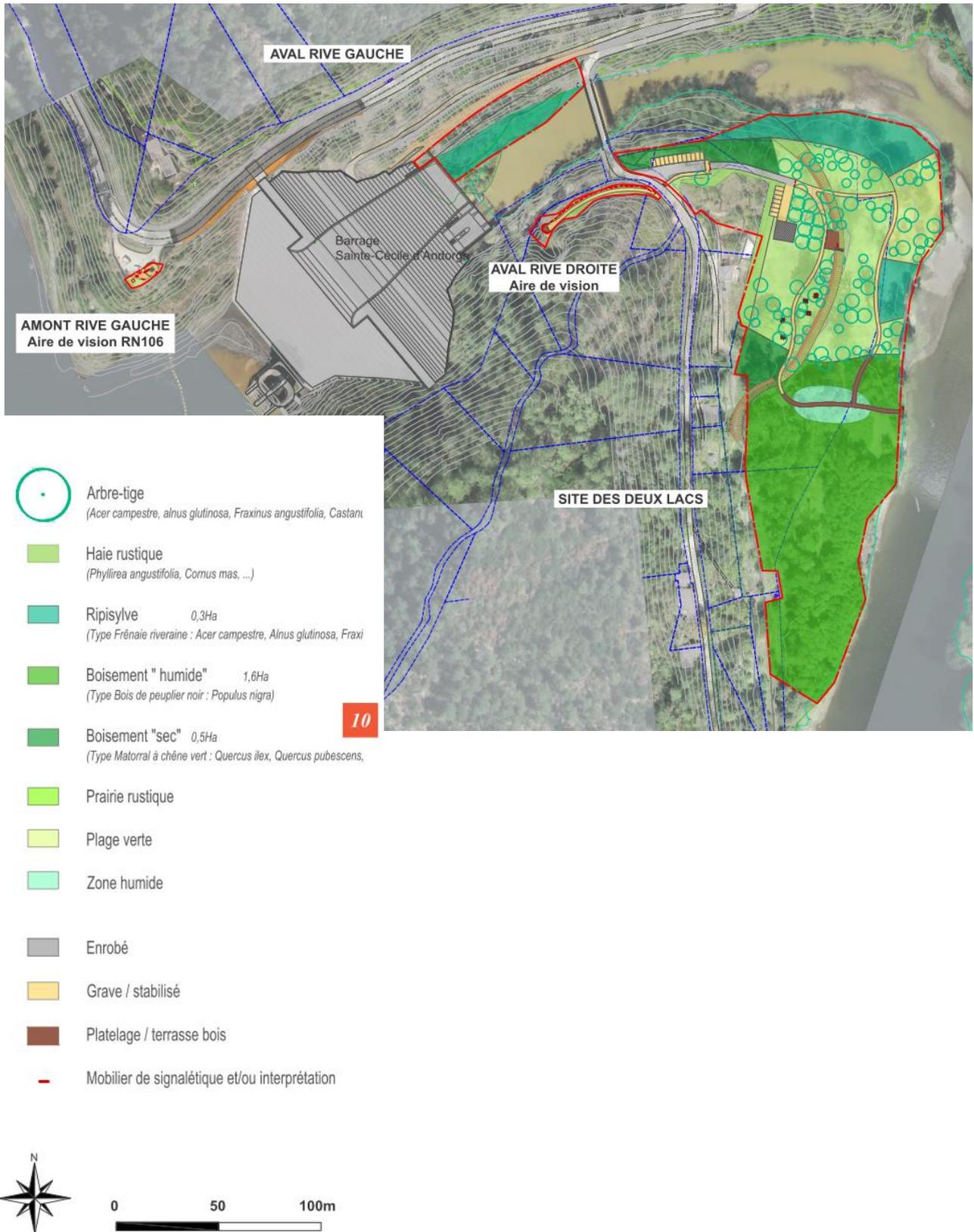


Figure 90 : Travaux paysagers

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

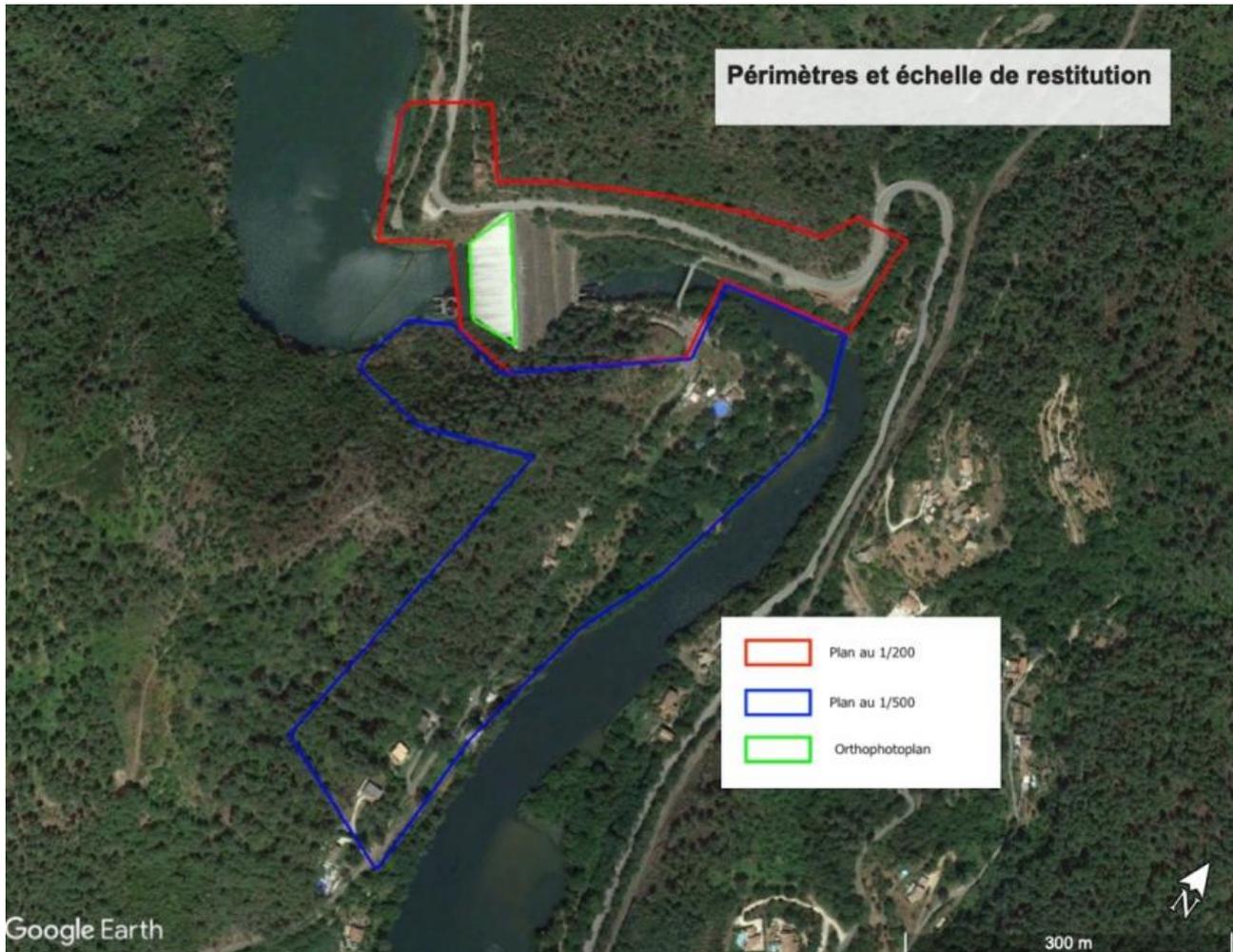


Figure 91 : Emprise du levé topographique

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.

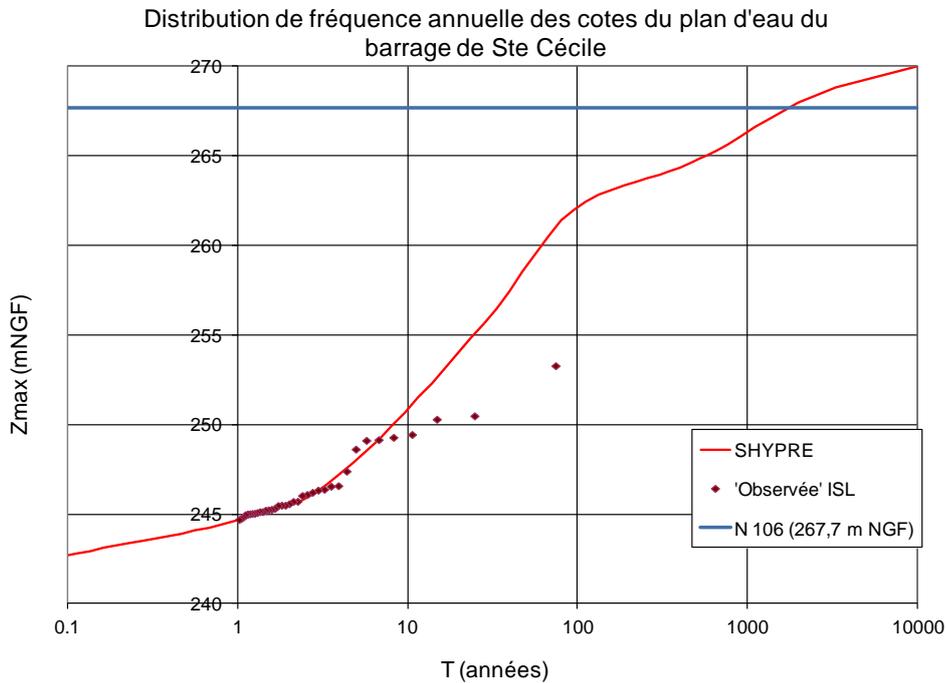


Figure 92 : cote dans la retenue de Sainte-Cécile

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	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	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	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	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.

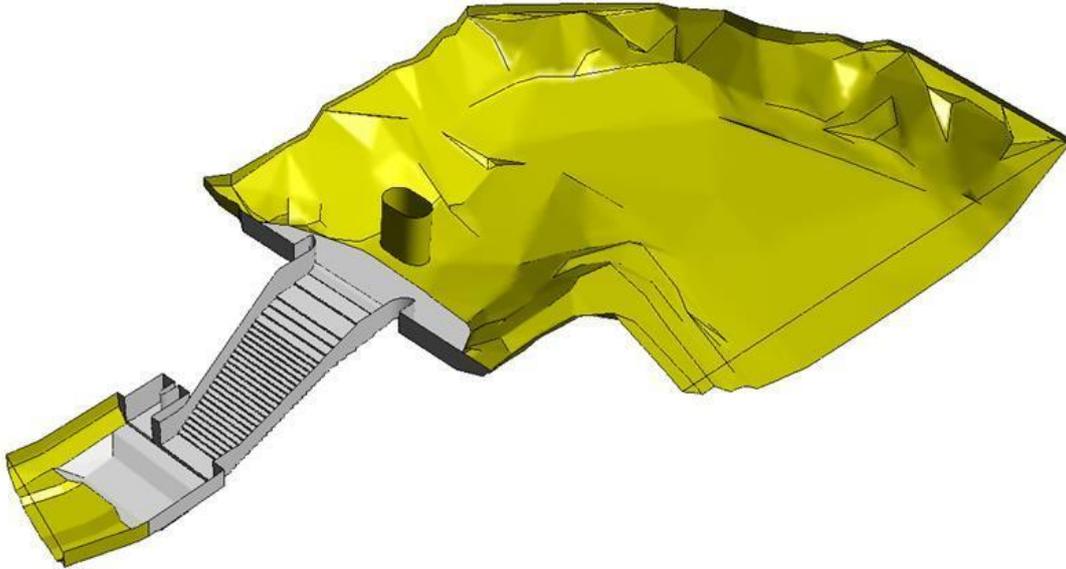


Figure 94 – Géométrie du modèle hydraulique 3D

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.

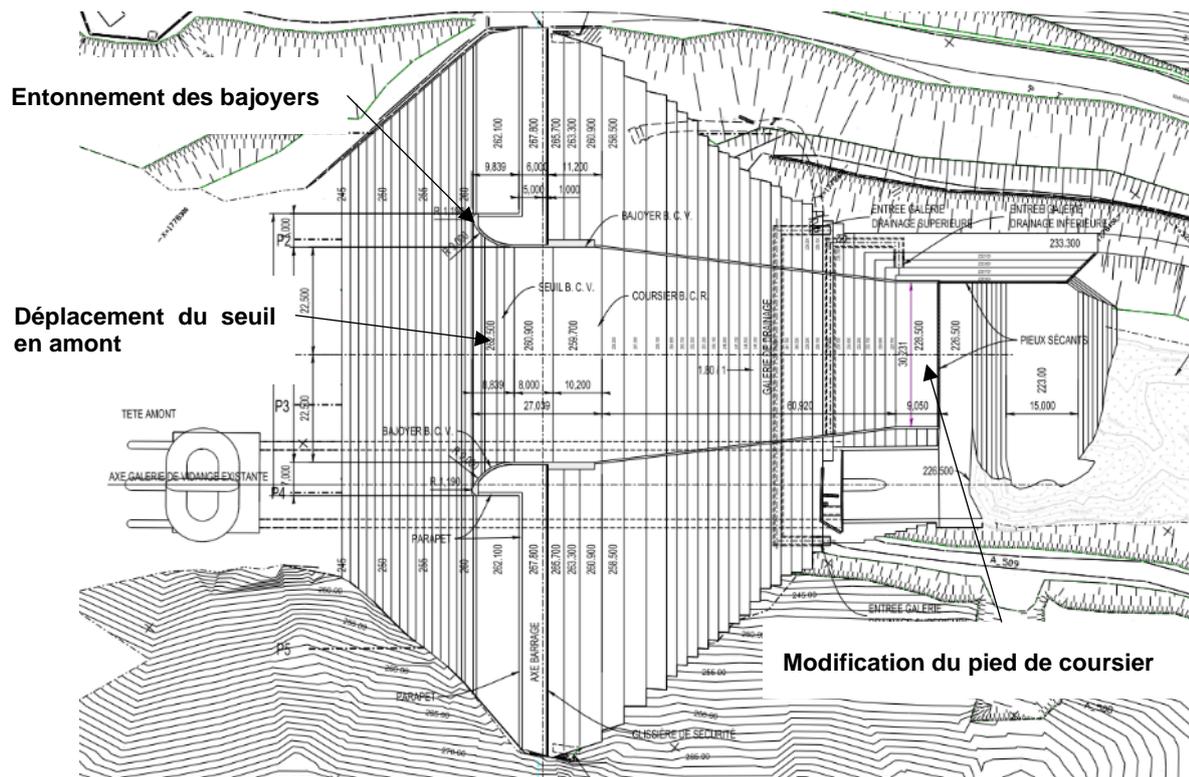


Figure 95 – Modifications apportées depuis l'AVP

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.

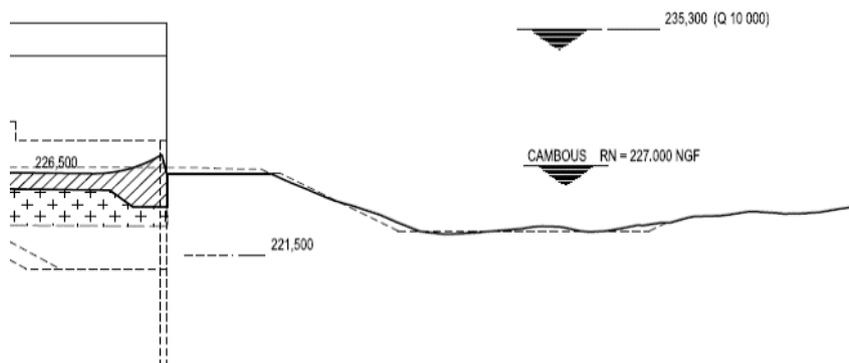


Figure 96 – Fond de la fosse en aval des galeries

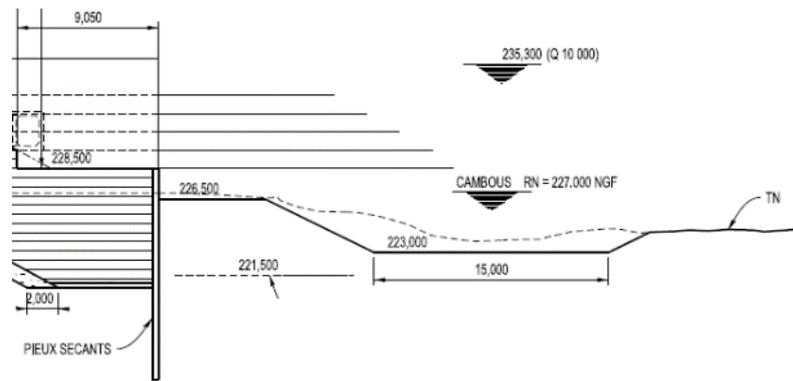


Figure 97 – Configuration fosse retenue dans le modèle

9.2.2 MODELE PHYSIQUE

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

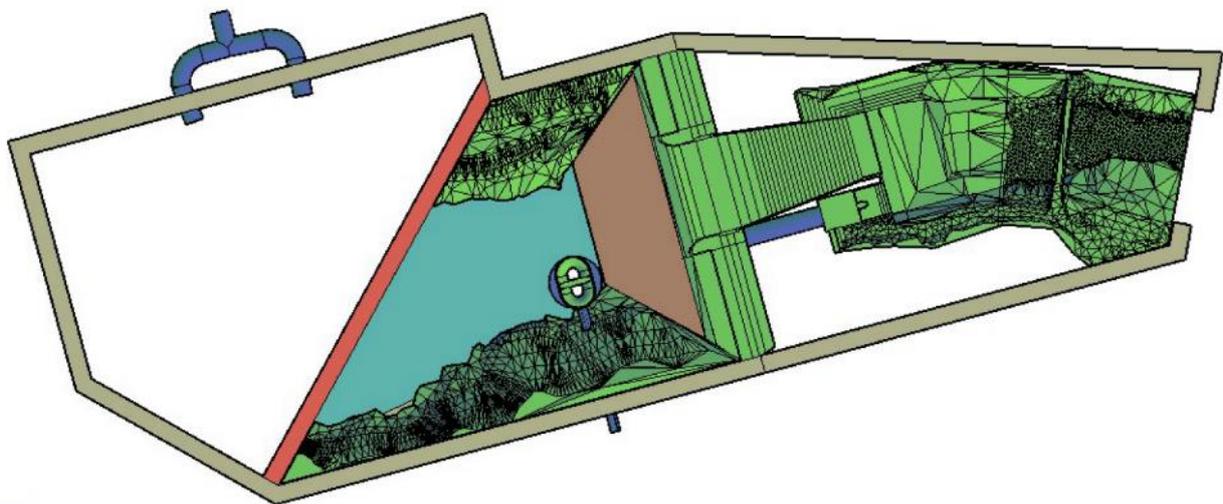


Figure 98 : Emprise du modèle physique en phase projet

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.

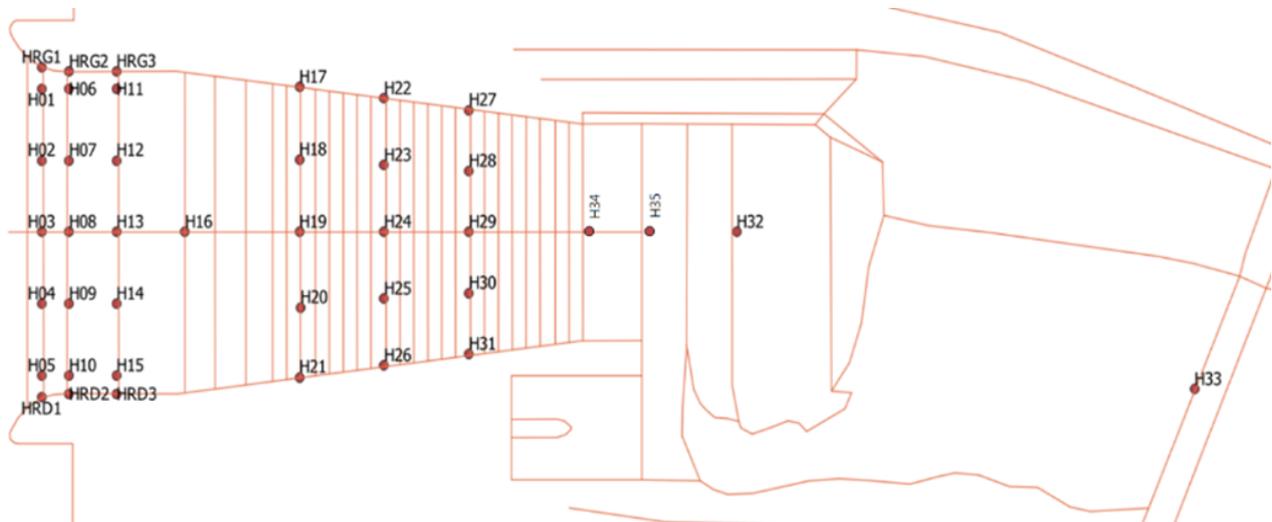


Figure 101 : Implantation des mesures de hauteur d'eau

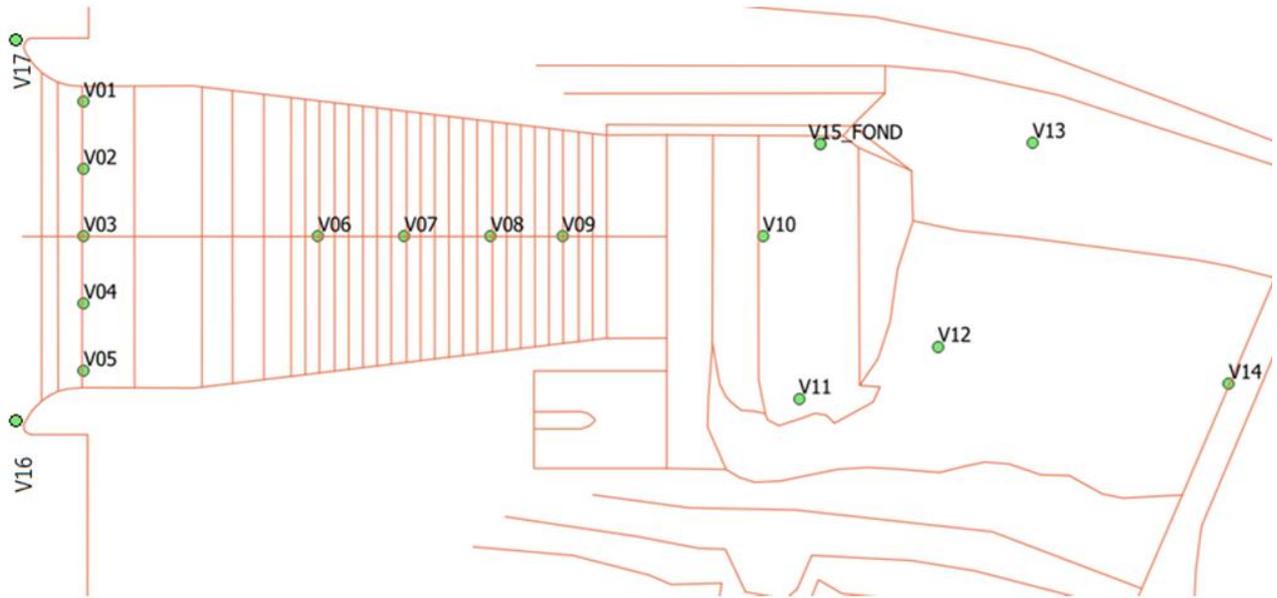


Figure 102 : Implantation des mesures de vitesse

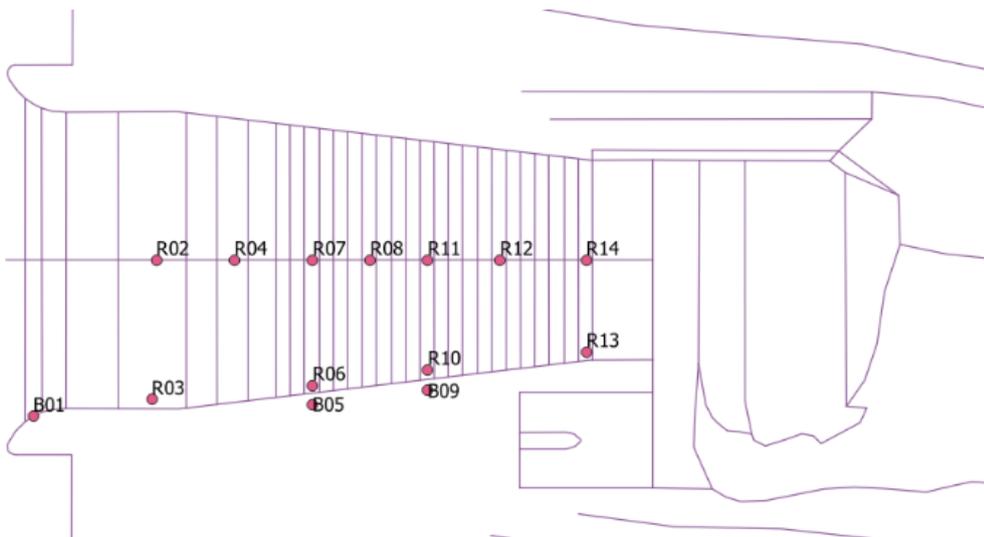


Figure 103 : Implantation des mesures de pression

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)

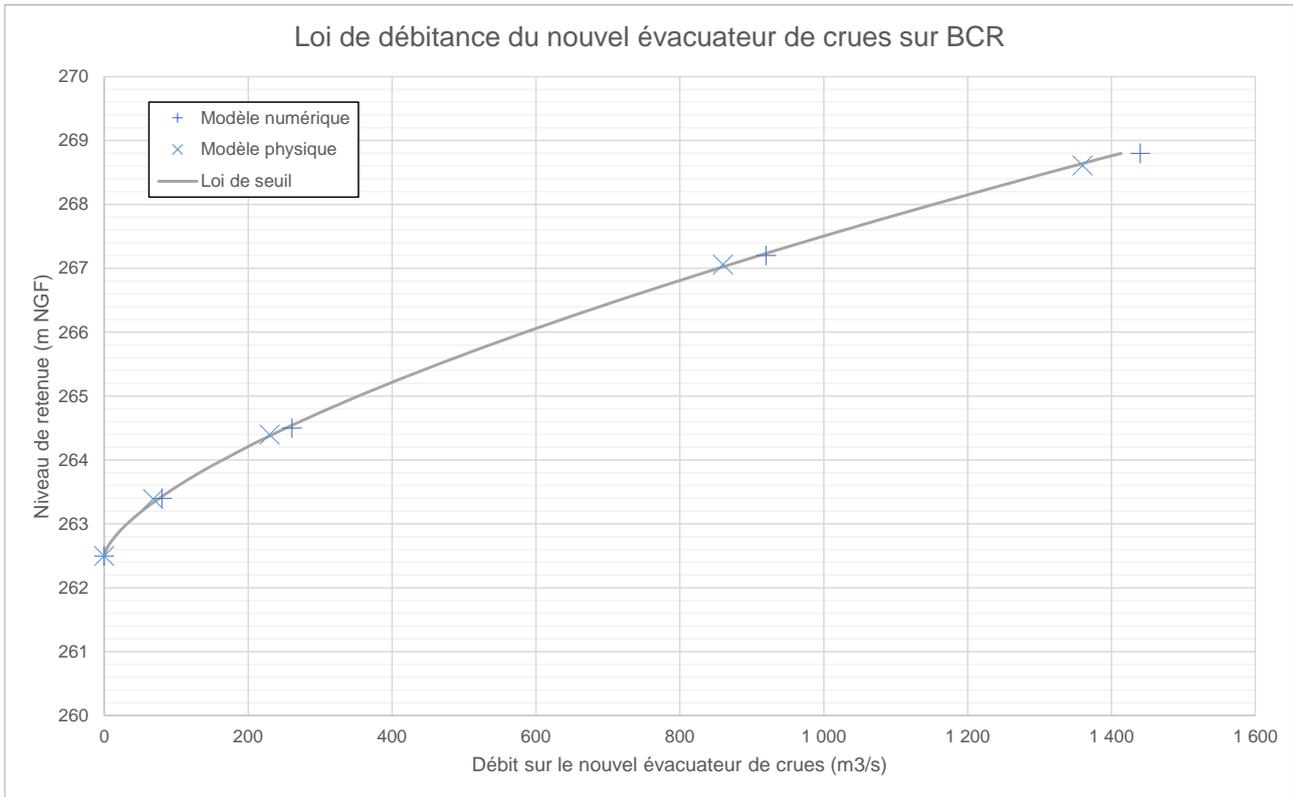


Figure 104 : Mesures de débitance sur modèles et courbe théorique

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.

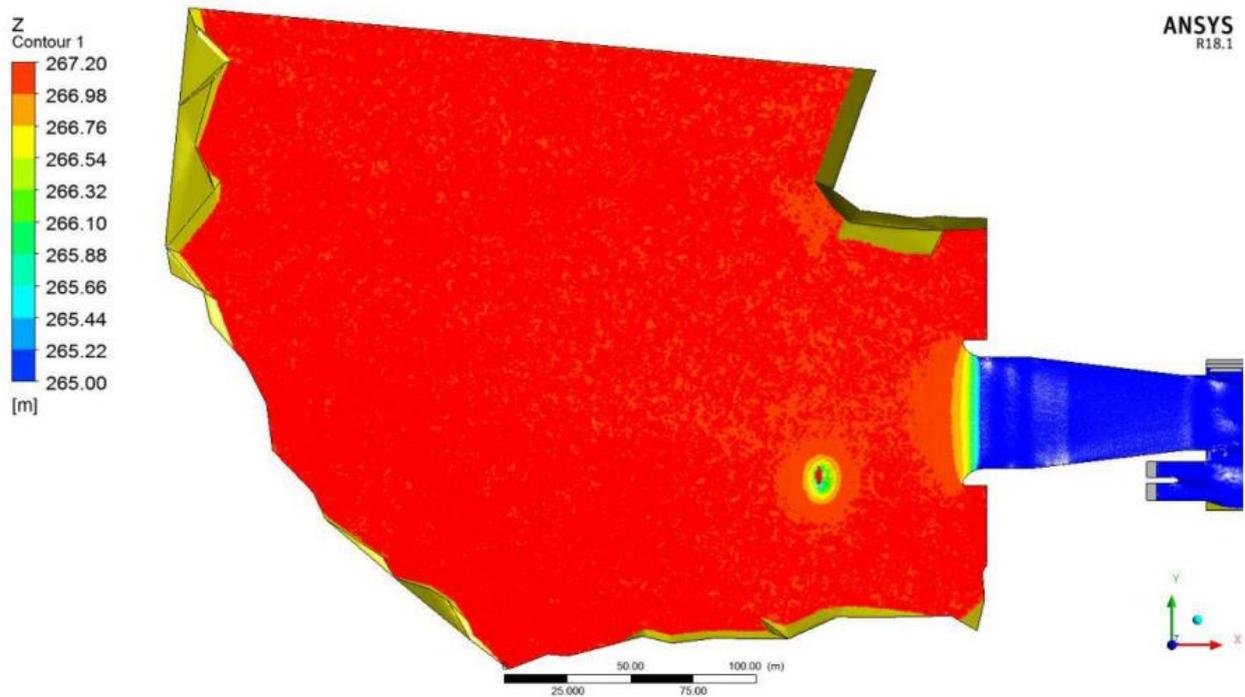


Figure 105 : Iso-valeurs de l'altitude du plan d'eau pour Q10 000

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.

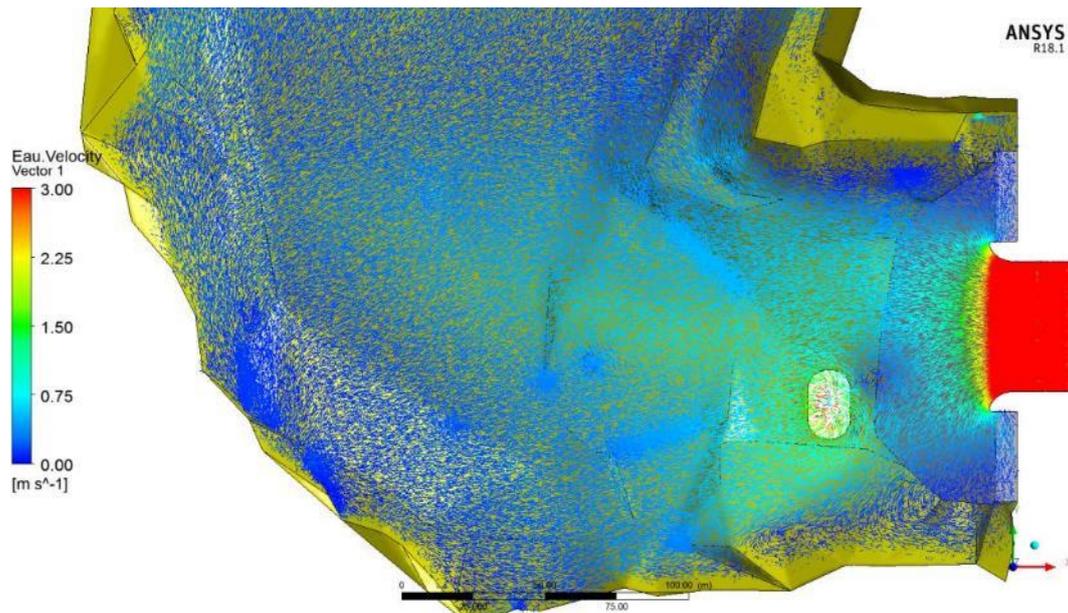


Figure 106 – Vecteurs de vitesse dans la retenue – Crue décennale

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).

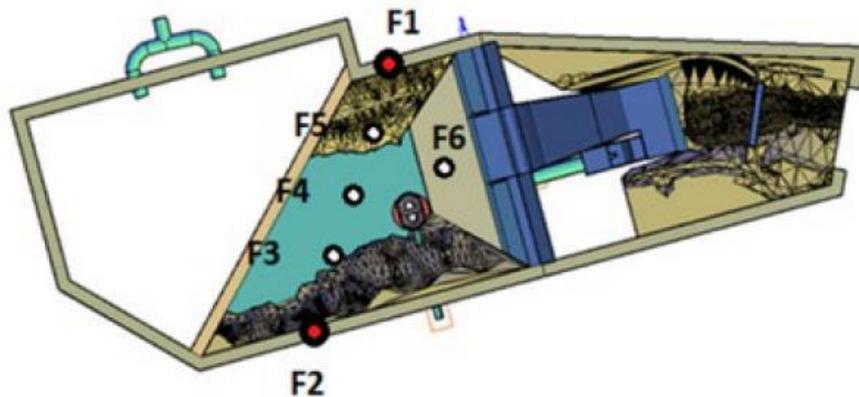


Figure 107 : Points de mesure du plan d'eau sur le modèle physique

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.

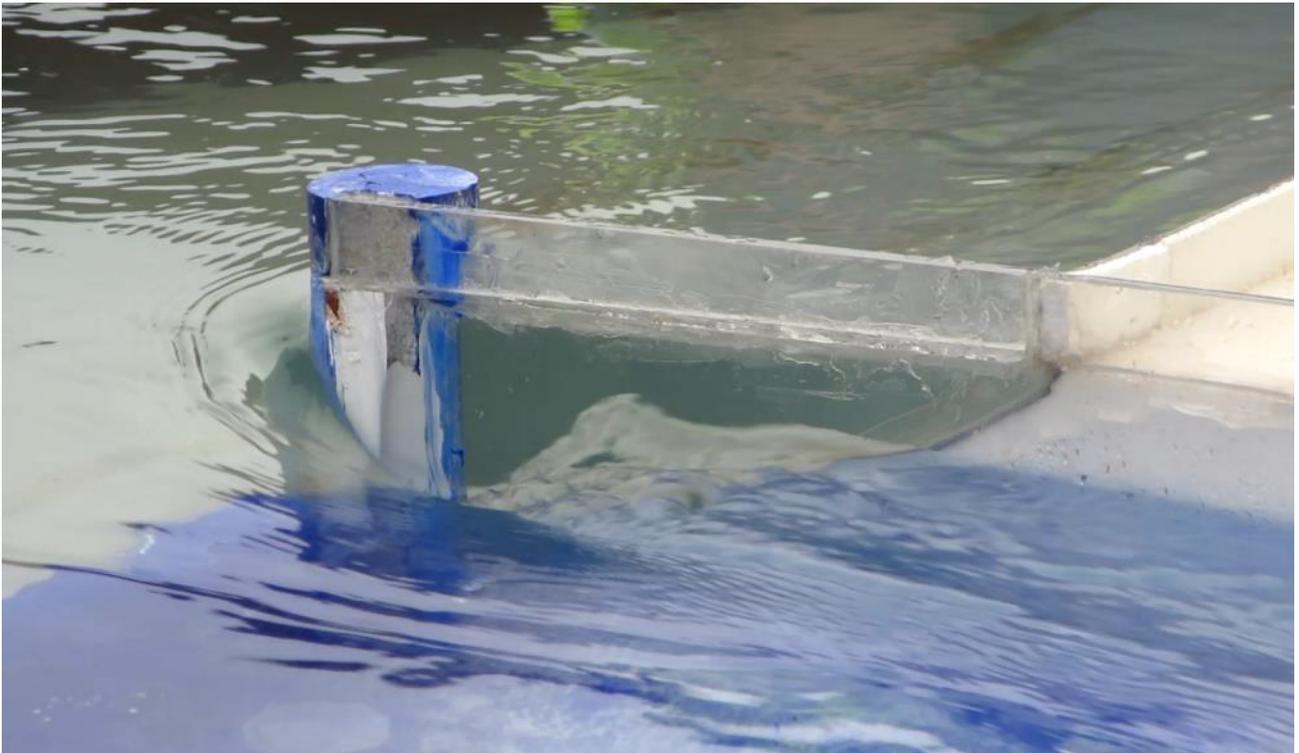


Figure 108 : Conditions des écoulements à l'entonnement sur le modèle de l'AVP (bajoyer rive gauche – Q10 000)



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

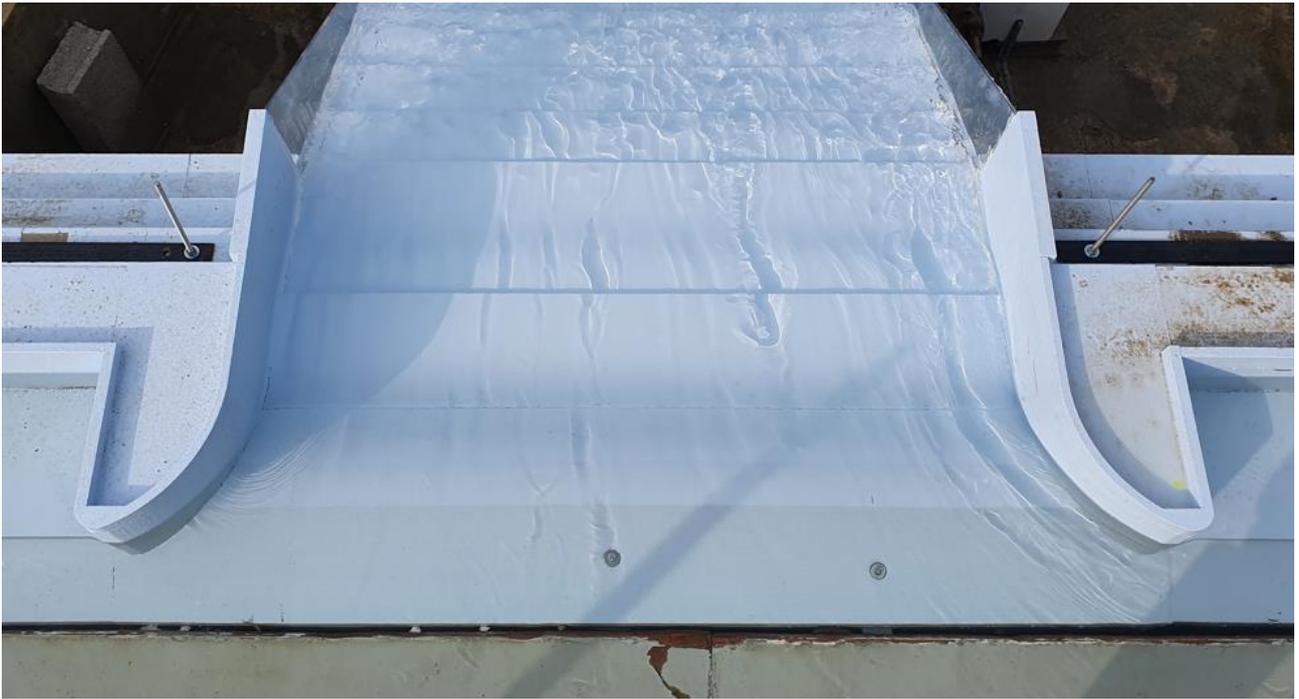


Figure 110 : Conditions des écoulements à l'entonnement sur le modèle physique du projet (Q10 000)

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.

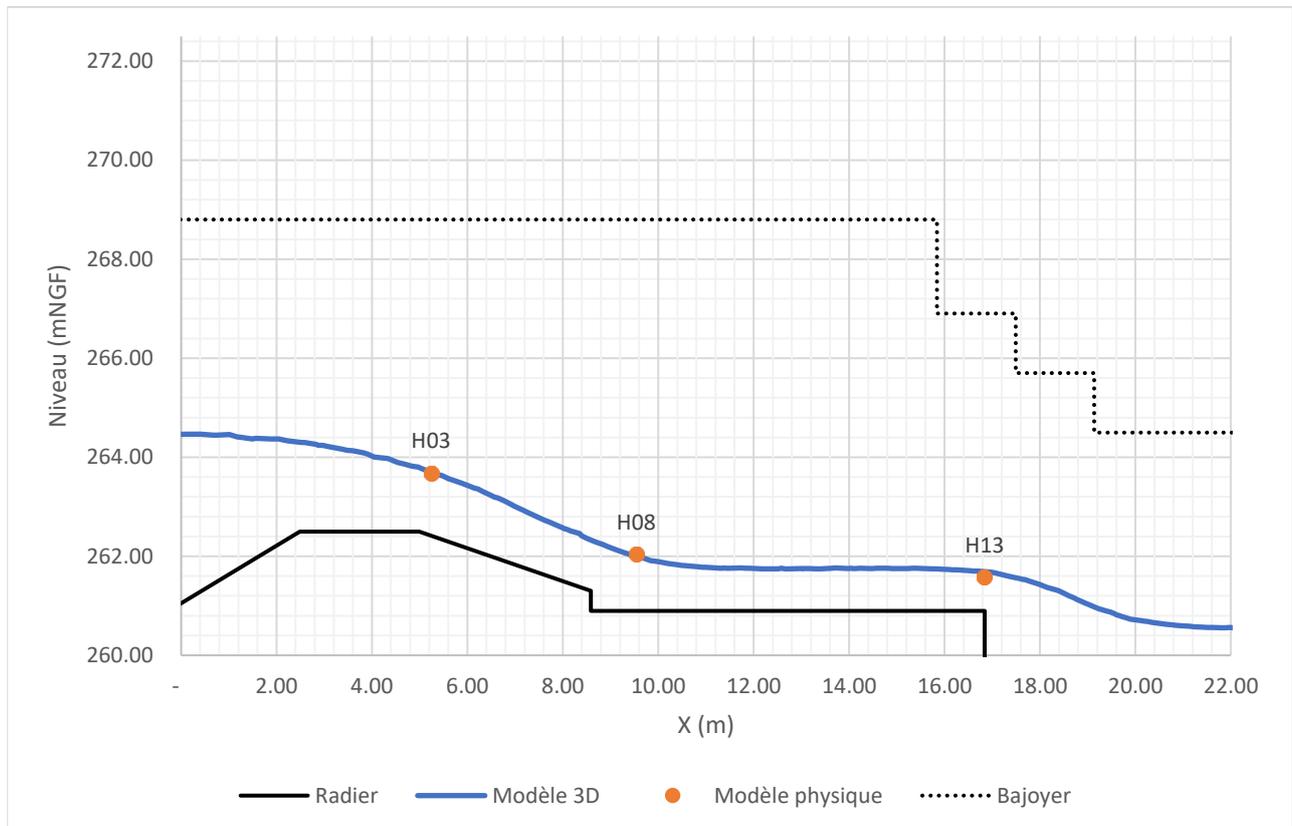


Figure 111 : Ligne d'eau pour Q1000

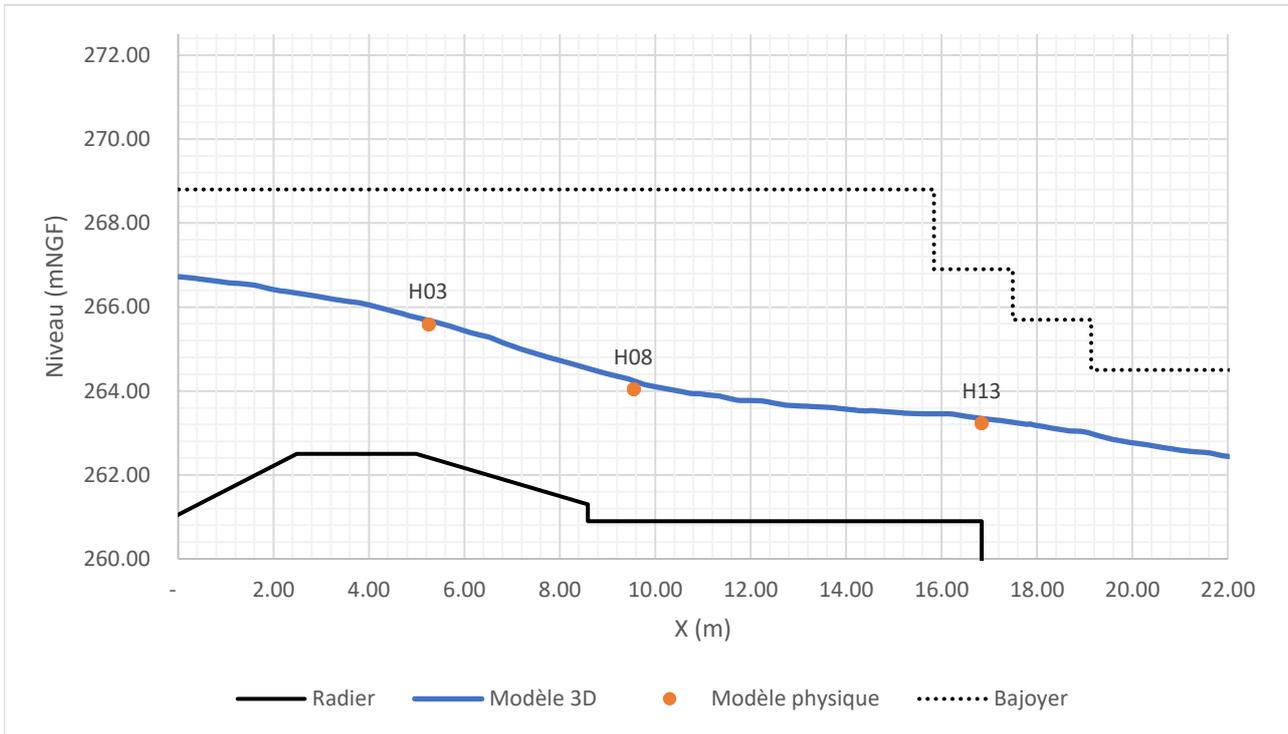


Figure 112 : Ligne d'eau pour Q10 000

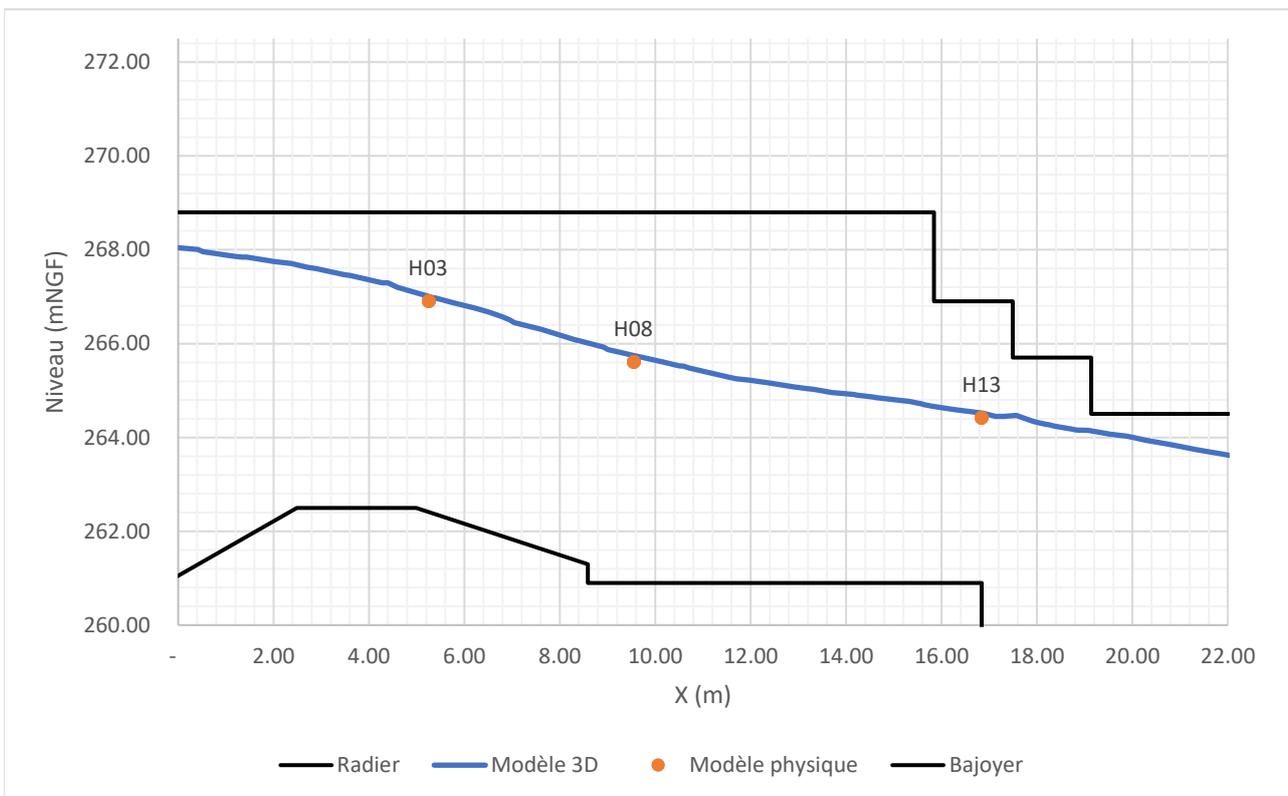


Figure 113 : Ligne d'eau pour Q100 000

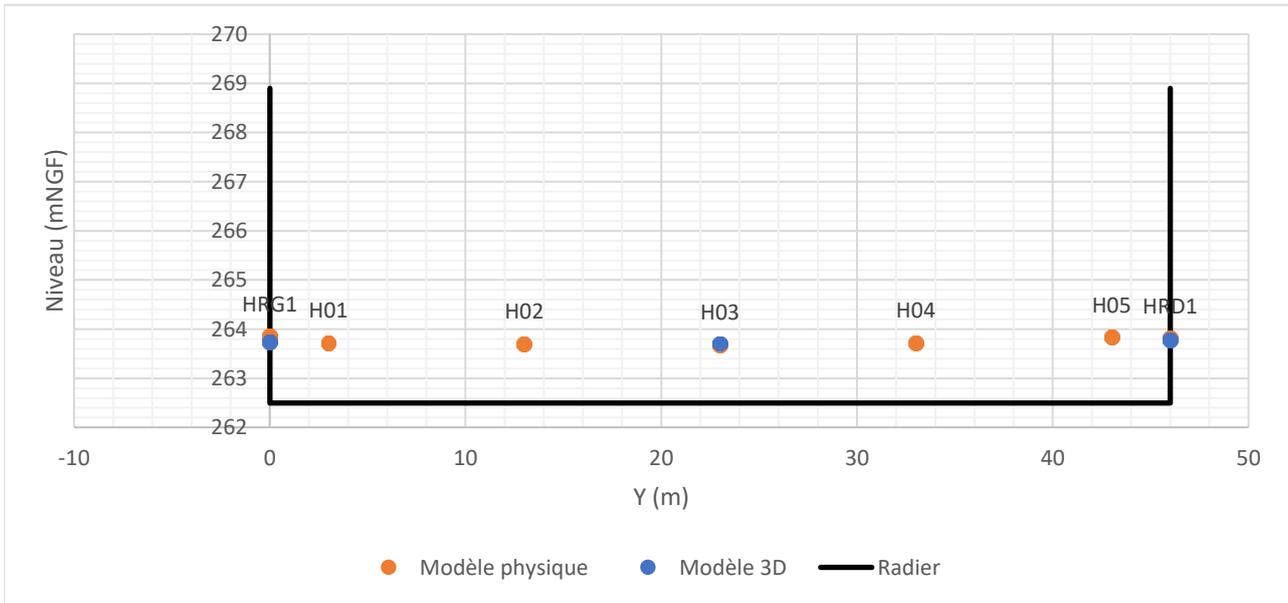


Figure 114 : Profil en travers de la ligne d'eau sur l'arrête amont du seuil (Q1 000)

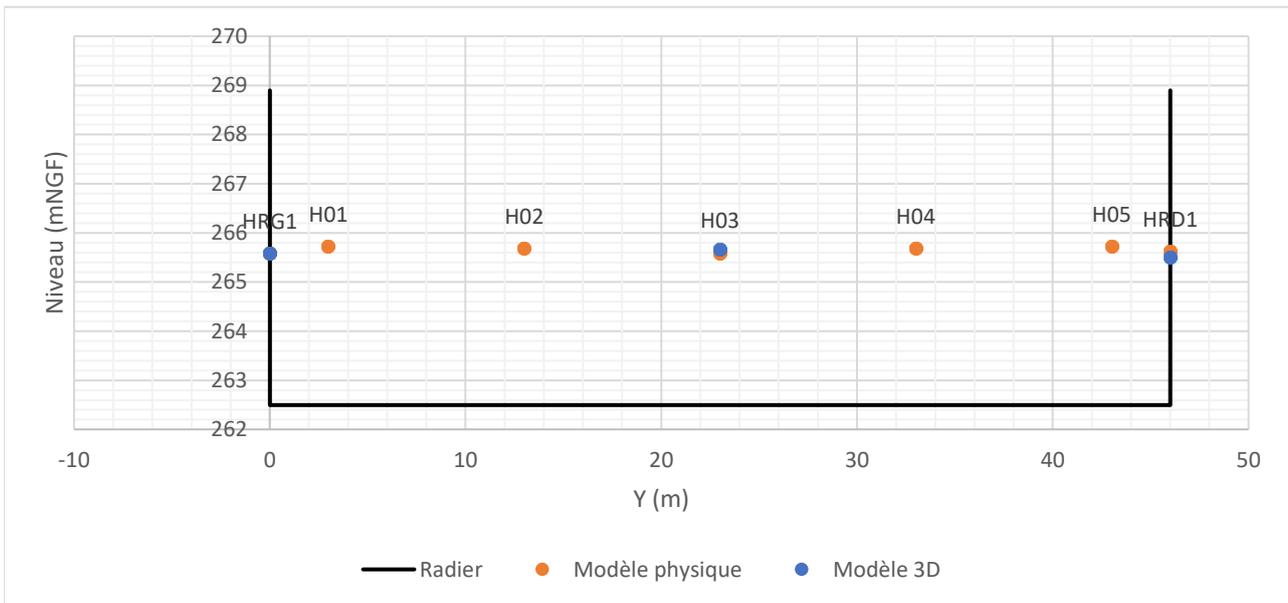


Figure 115 : Profil en travers de la ligne d'eau sur l'arête amont du seuil (Q10 000)

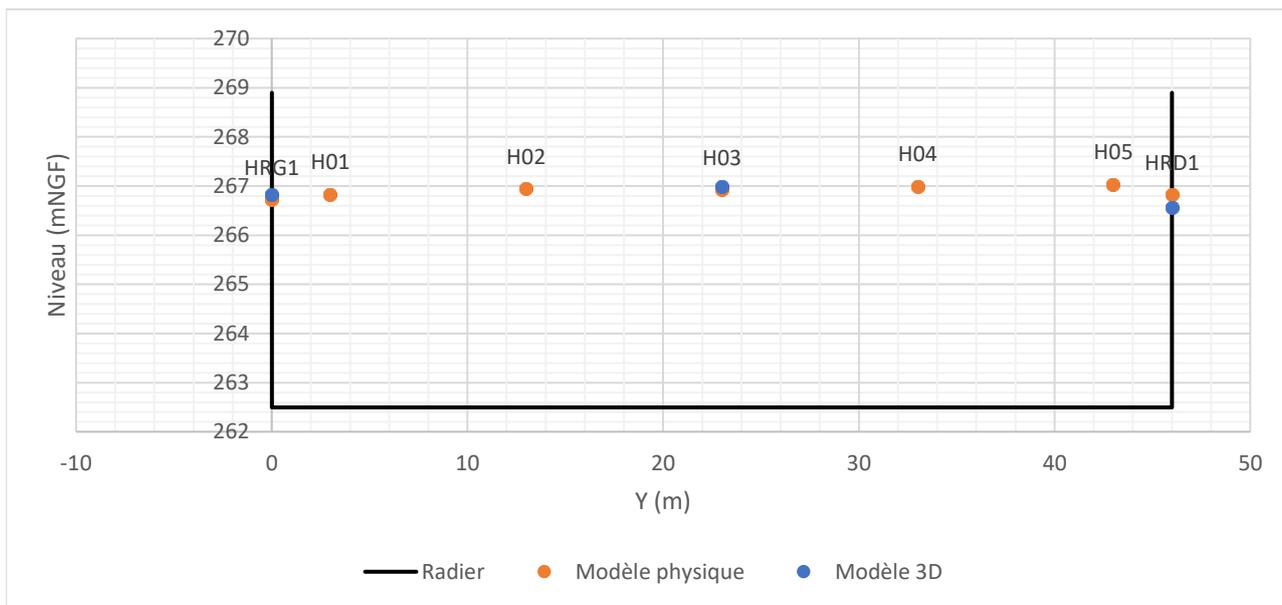


Figure 116 : Profil en travers de la ligne d'eau sur l'arête amont du seuil (Q100 000)

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 décennales et cent-millénaires, 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.

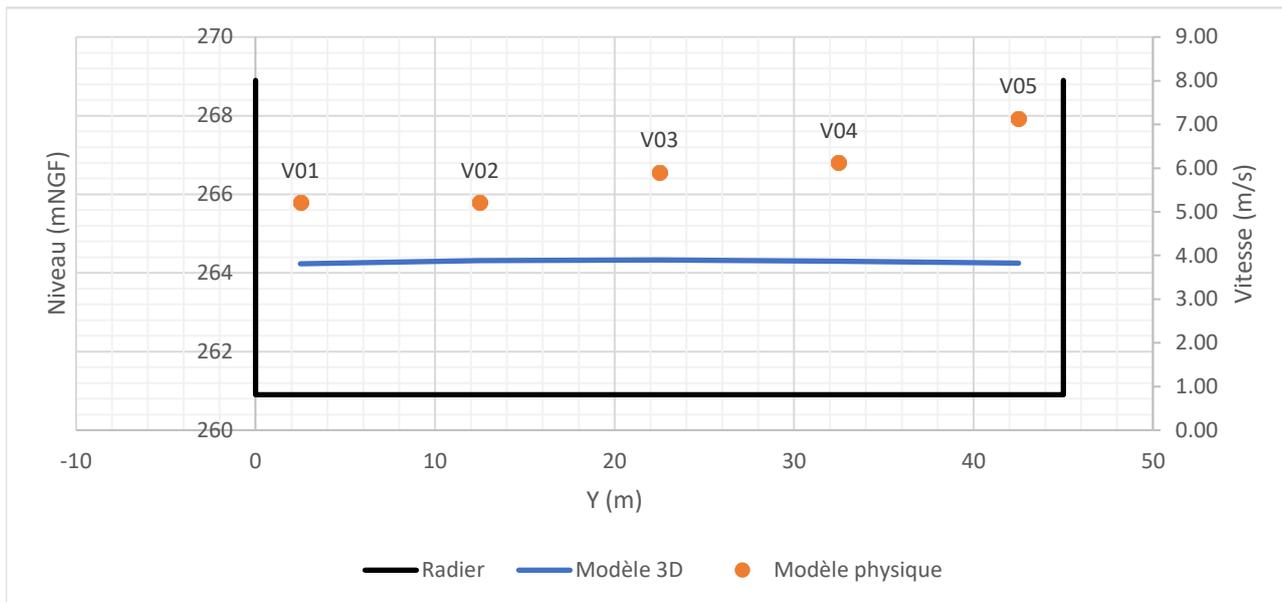


Figure 117 : Profil en travers des vitesses mesurées à l'aval immédiat du seuil (Q1 000)

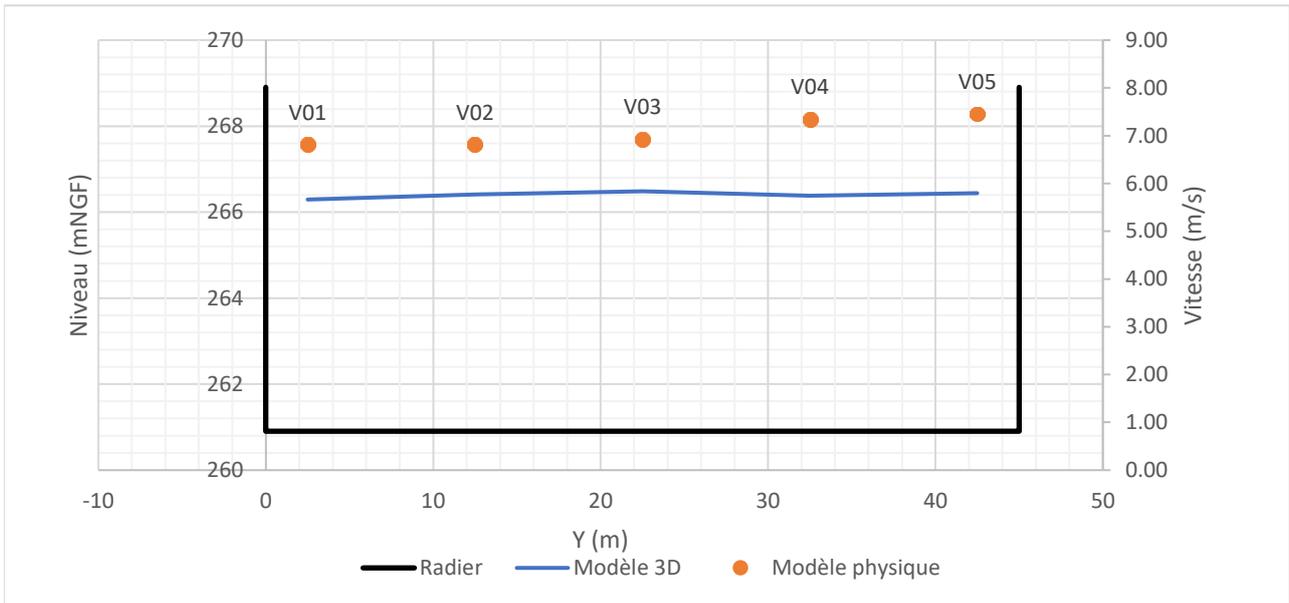


Figure 118 : Profil en travers des vitesses mesurées à l'aval immédiat du seuil (Q10 000)

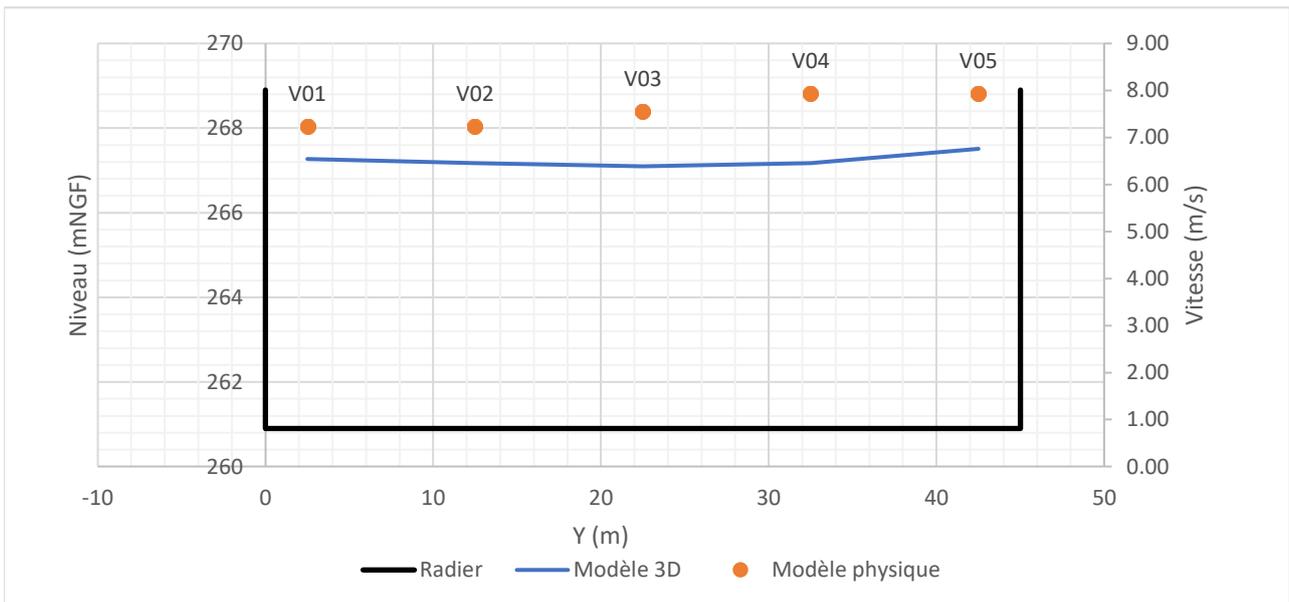


Figure 119 : Profil en travers des vitesses mesurées à l'aval immédiat du seuil (Q100 000)

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.

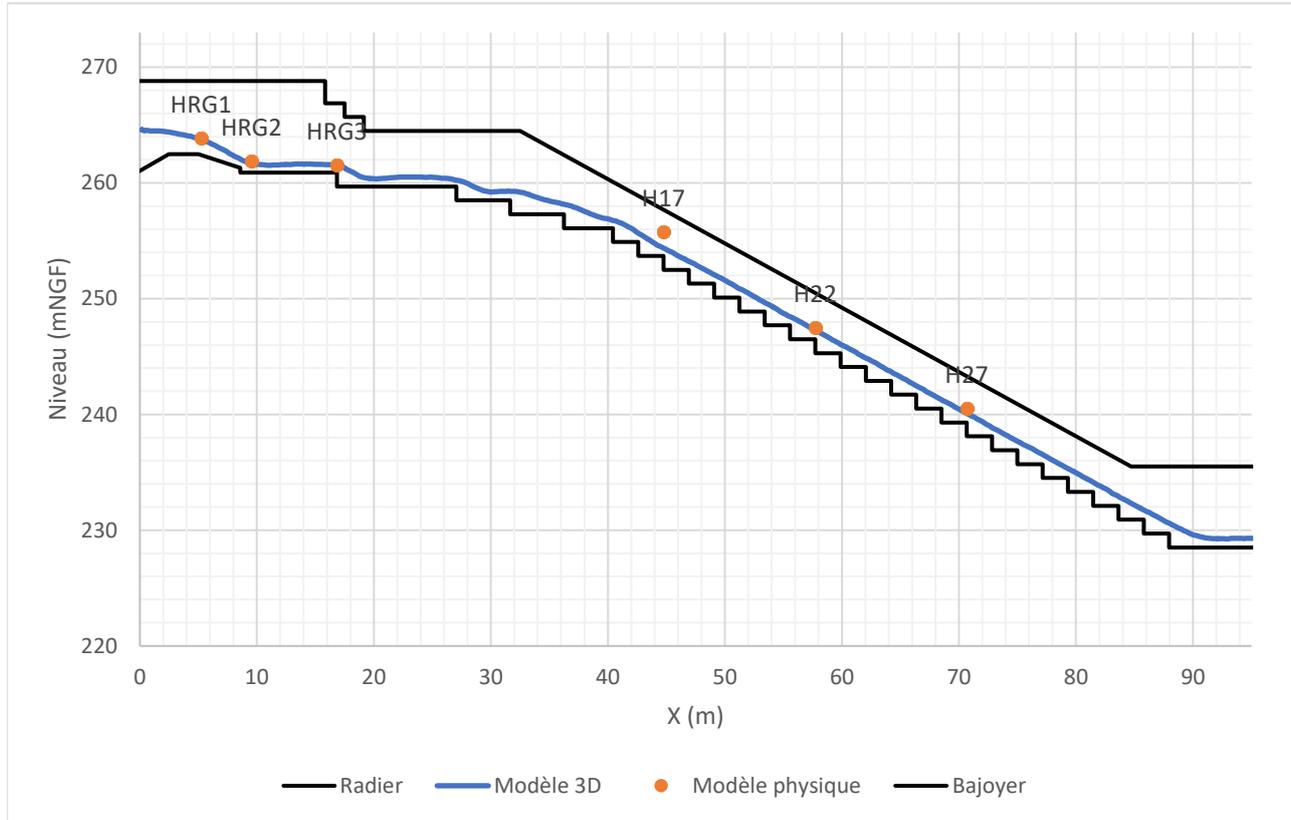


Figure 120 : Ligne d'eau le long des bajoyers pour Q1 000

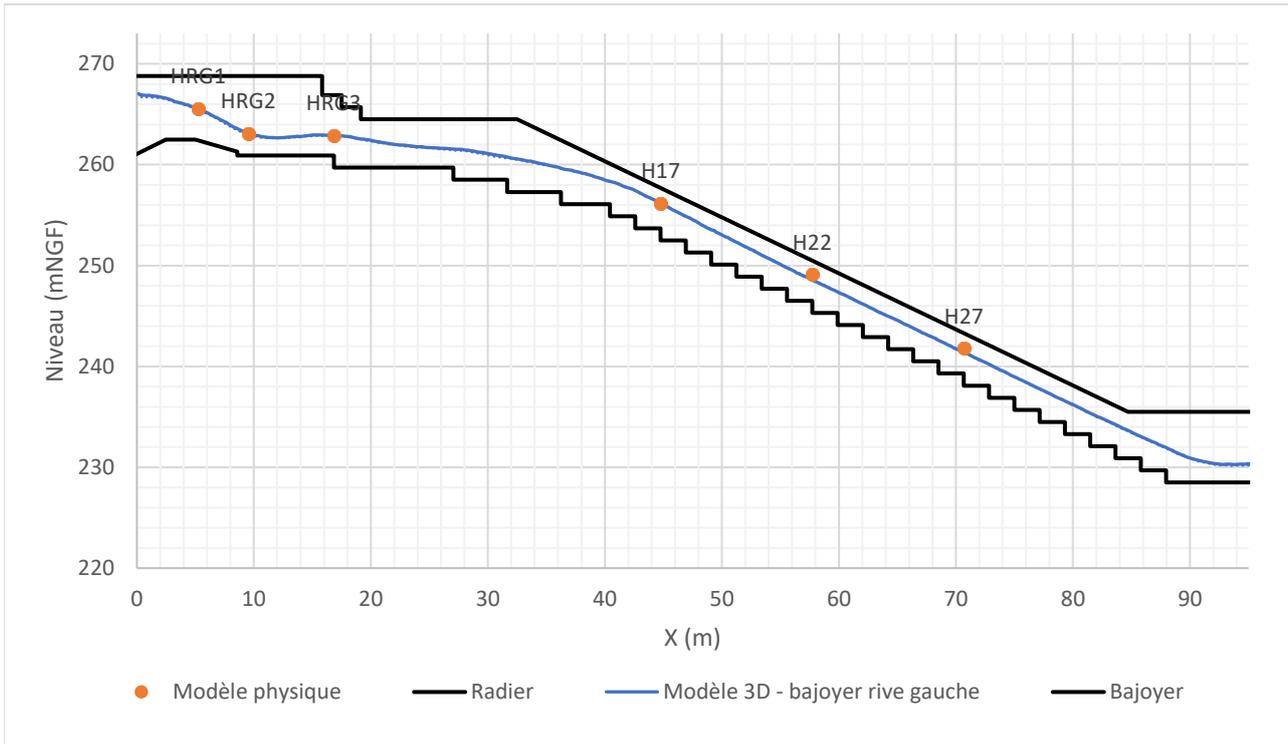


Figure 121 : Ligne d'eau le long des bajoyers pour Q10 000

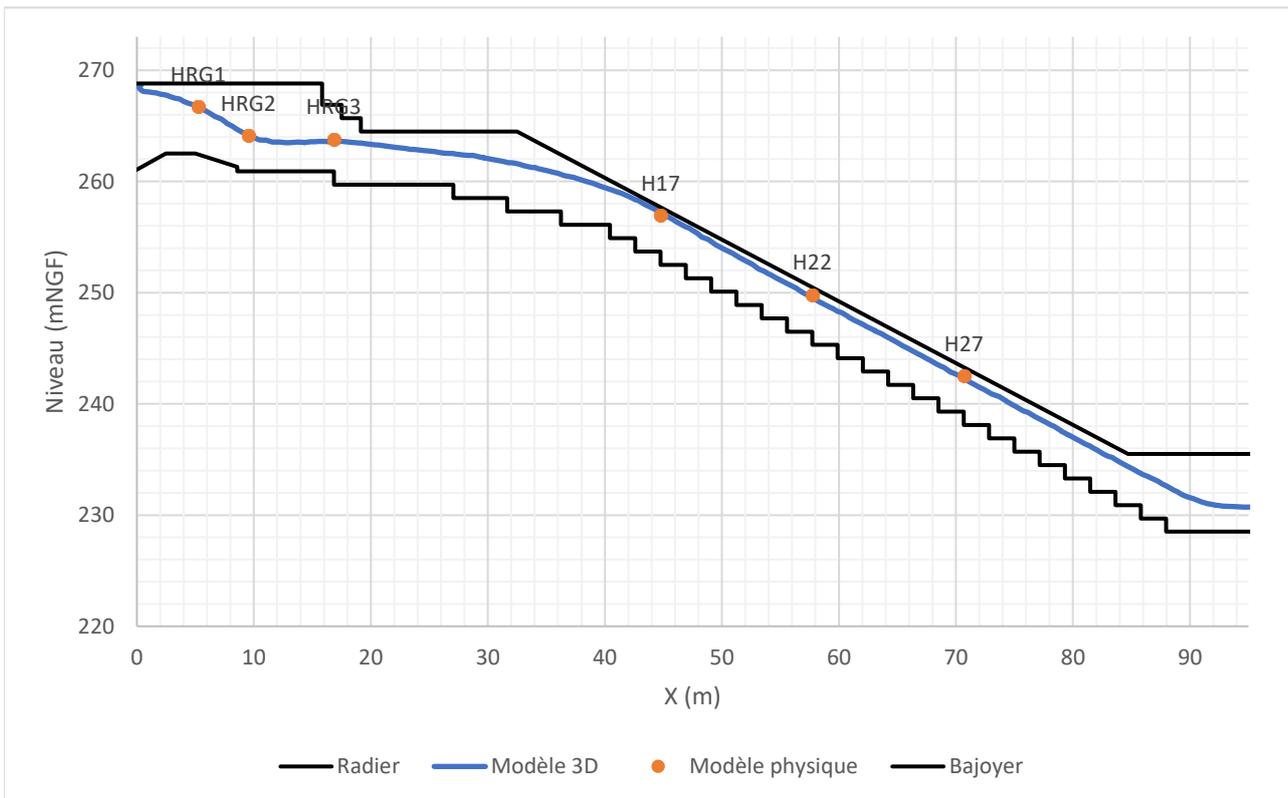


Figure 122 : Ligne d'eau le long des bajoyers pour Q100 000

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.

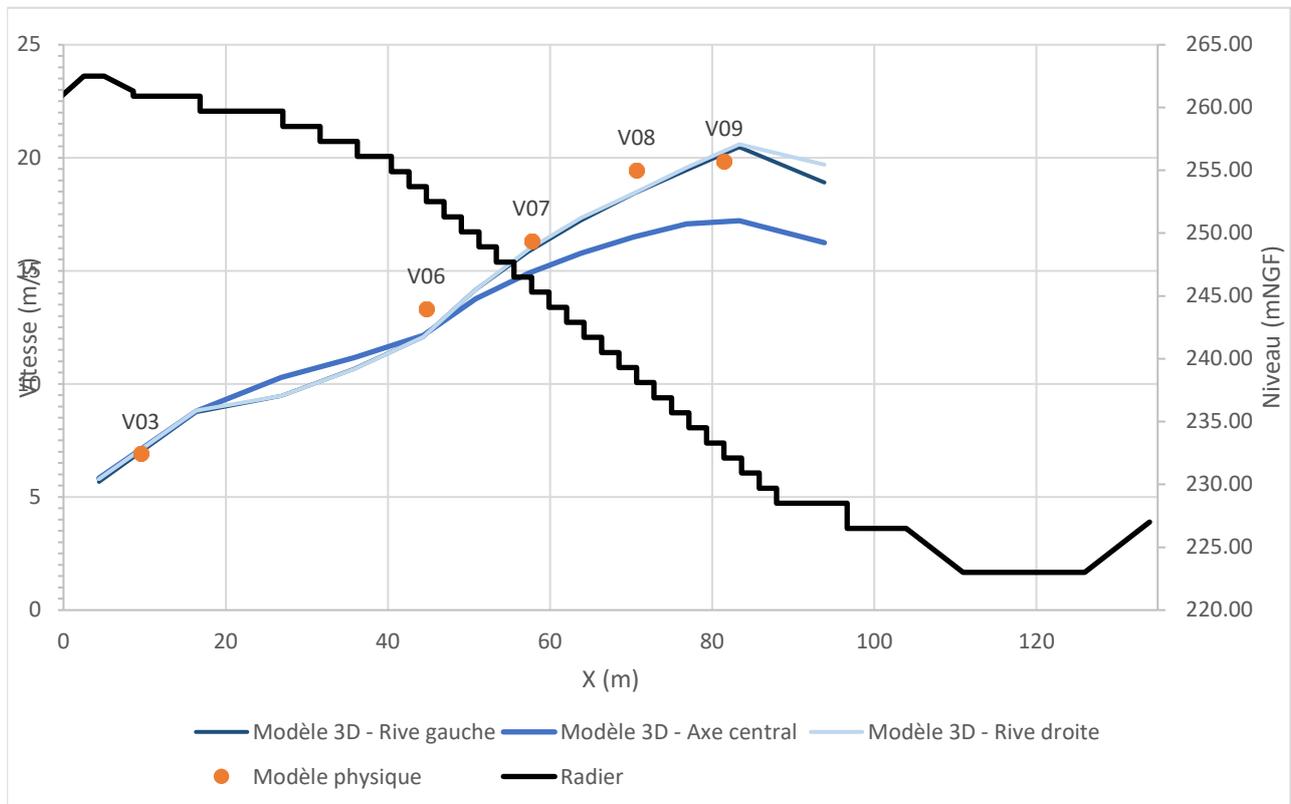


Figure 125 : Profil des vitesses pour Q10 000

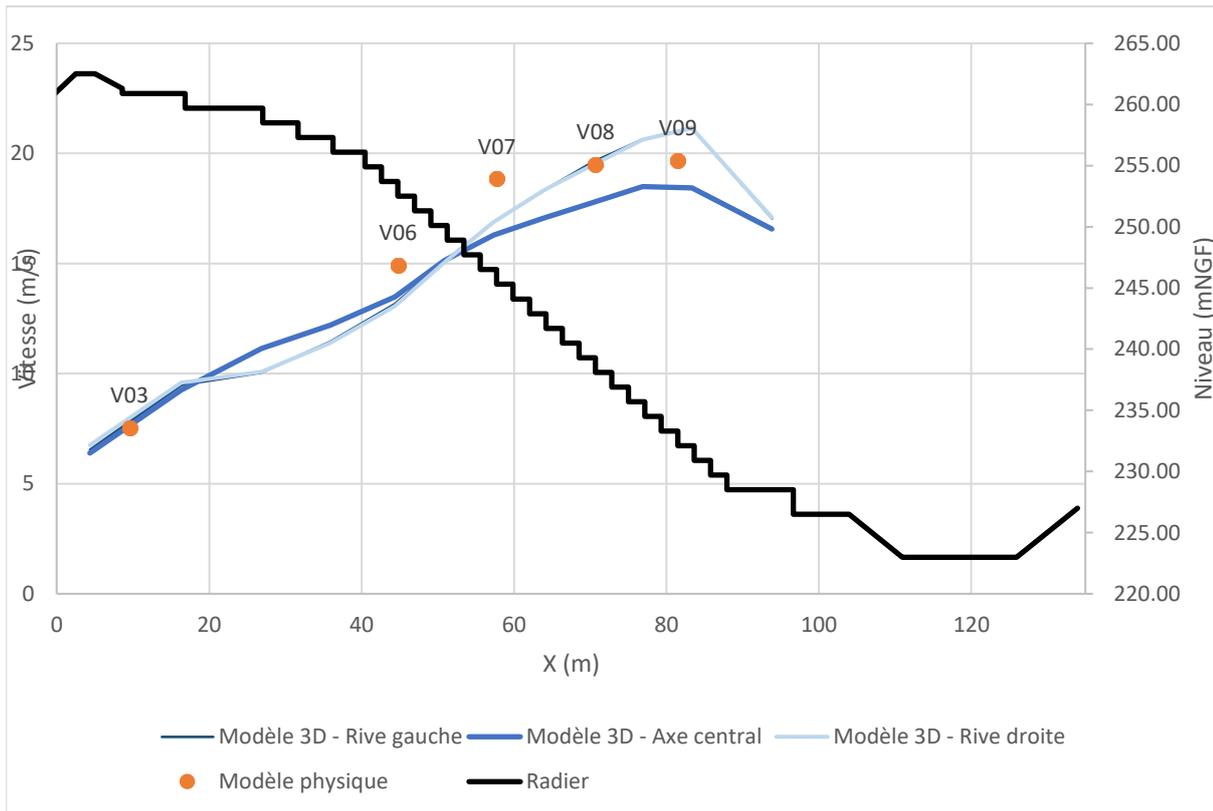


Figure 126 : Profil des vitesses pour Q100 000

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.

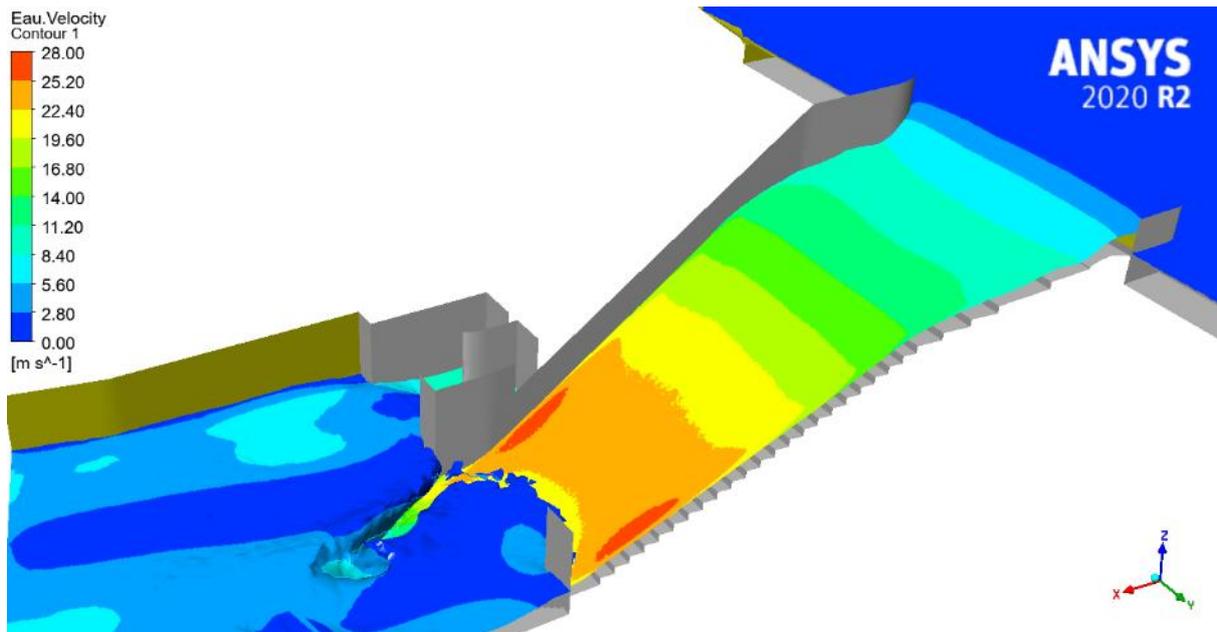


Figure 127 – Iso-valeurs de la vitesse en surface dans le coursier – Crue décennale

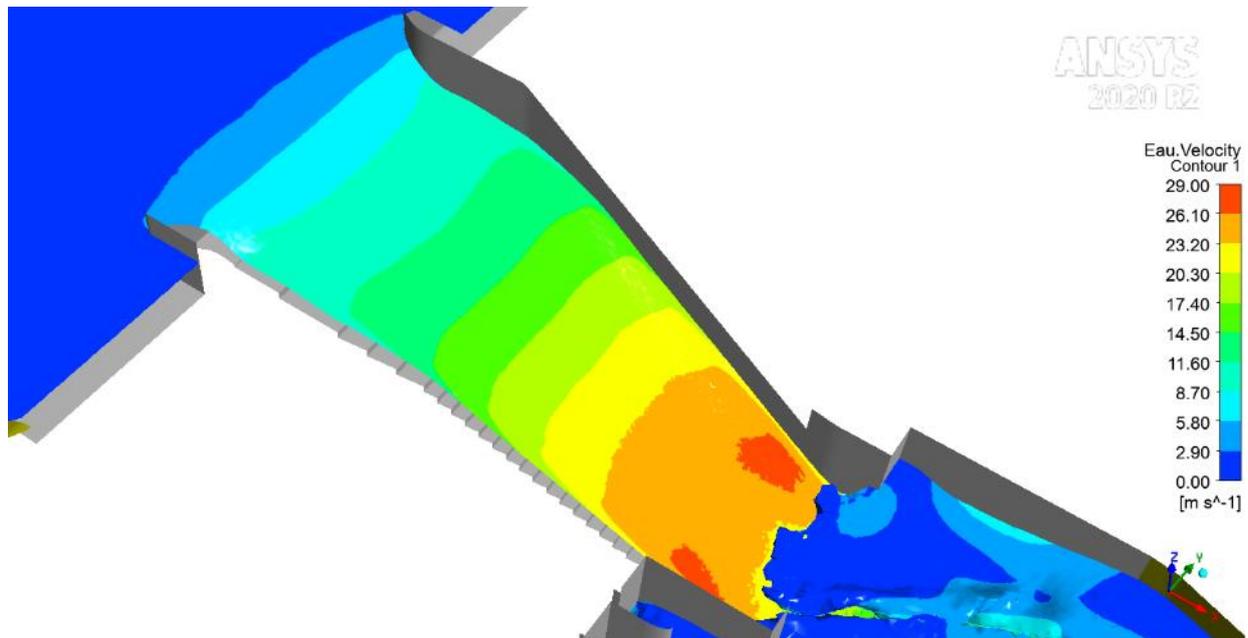


Figure 128 – Iso-valeurs de la vitesse en surface dans le coursier – Crue centennale

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).

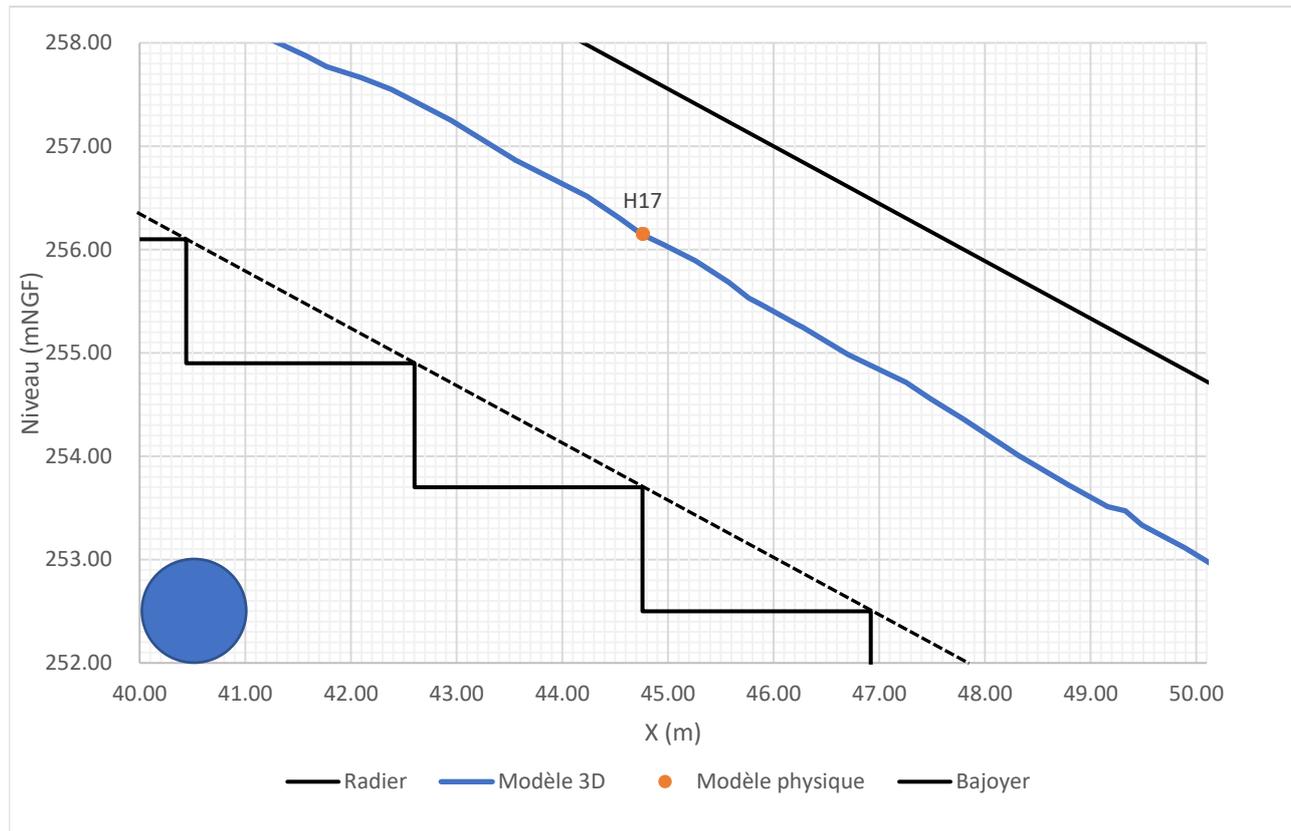


Figure 129 : Ligne d'eau pour Q10 000 au point H17

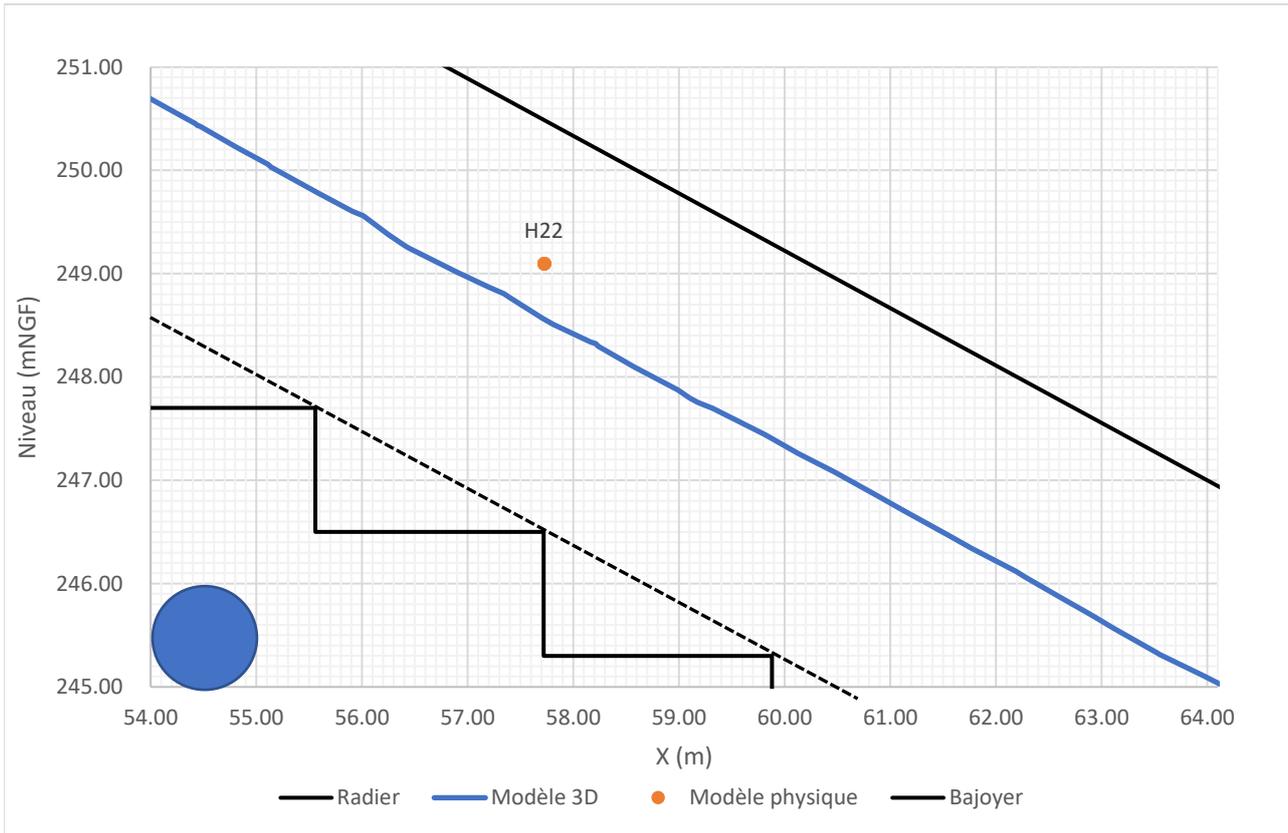


Figure 130 : Ligne d'eau pour Q10 000 au point H22

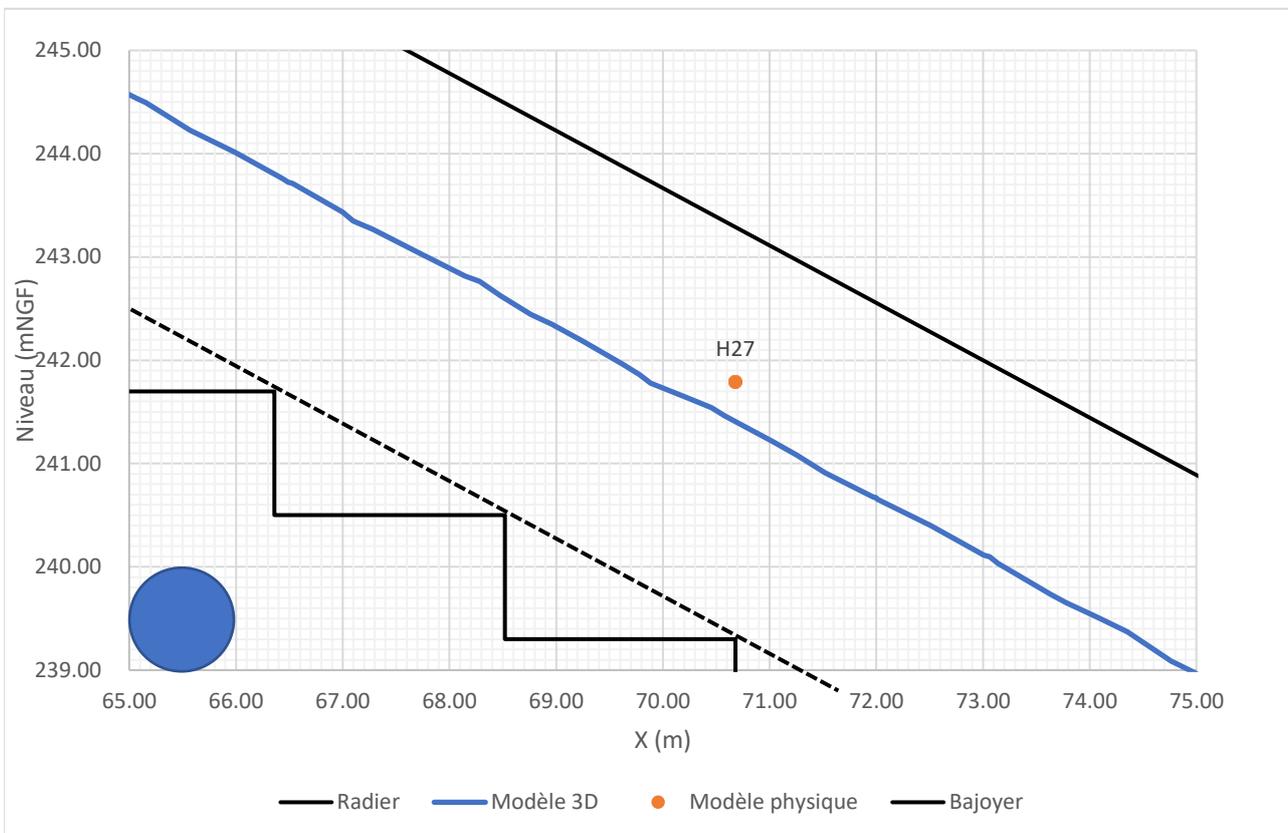


Figure 131 : Ligne d'eau pour Q10 000 au point H27

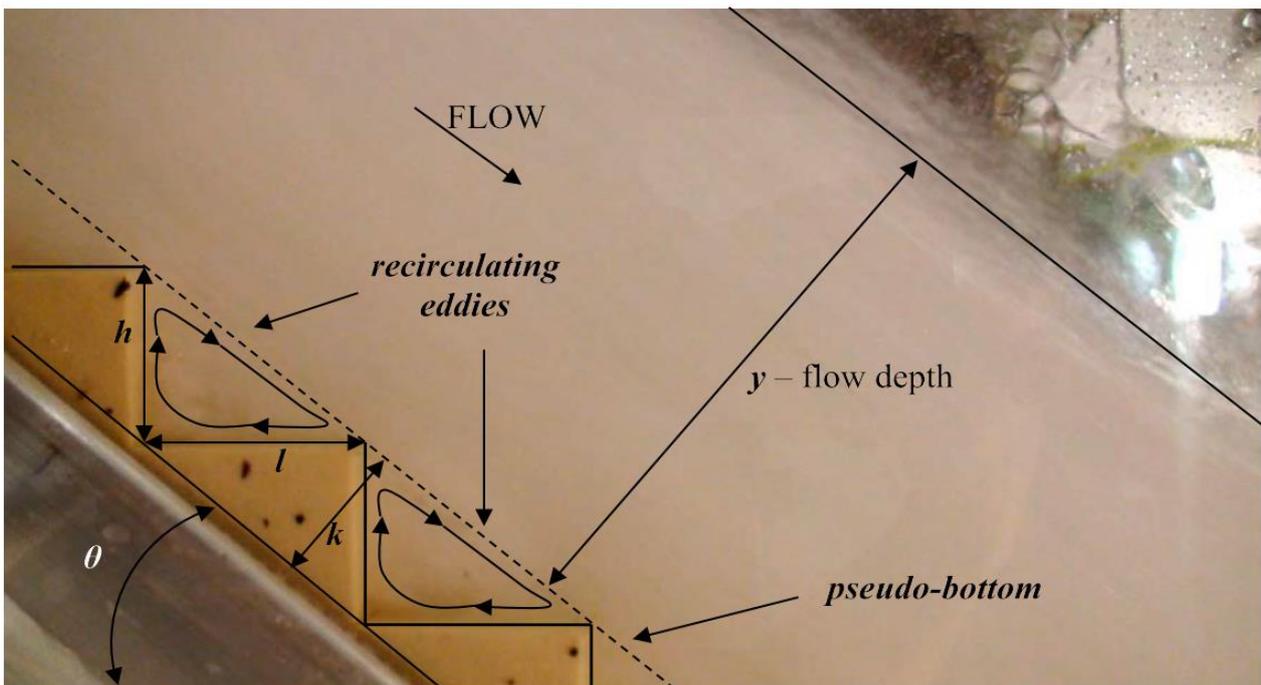
En chacun de ces trois points, la hauteur de bajoyer recommandée par [3] a été calculée par les formules suivantes.

$$h_w = nY_{90}$$

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

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.

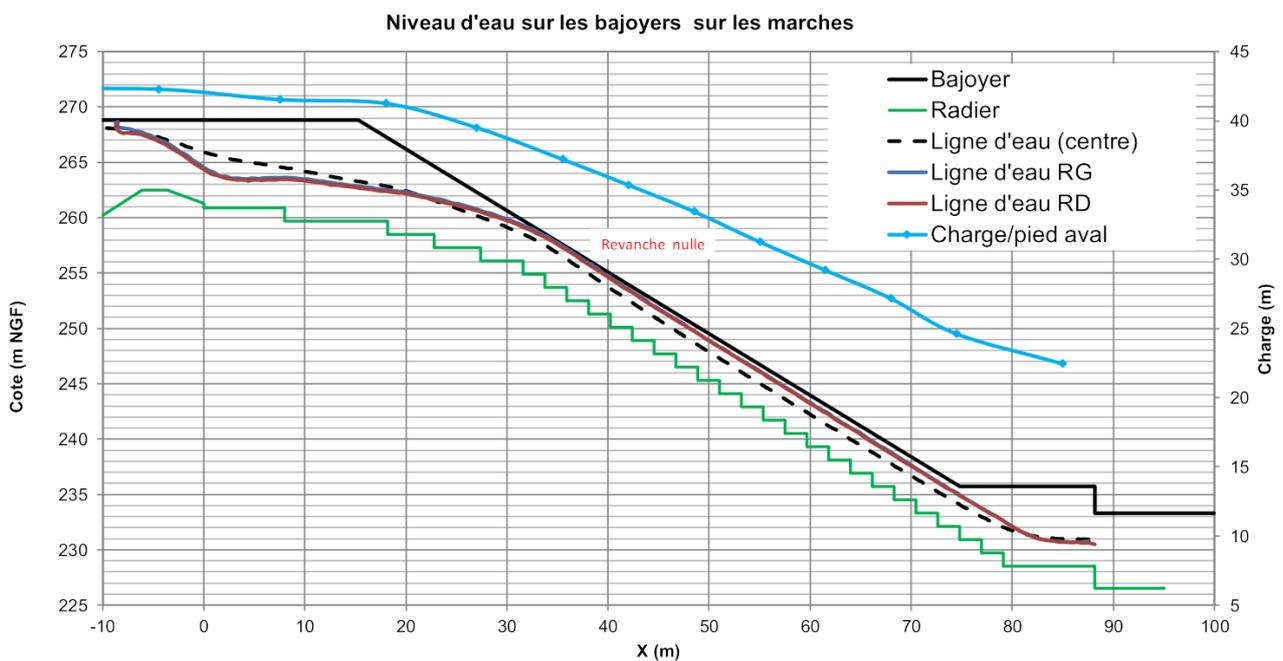
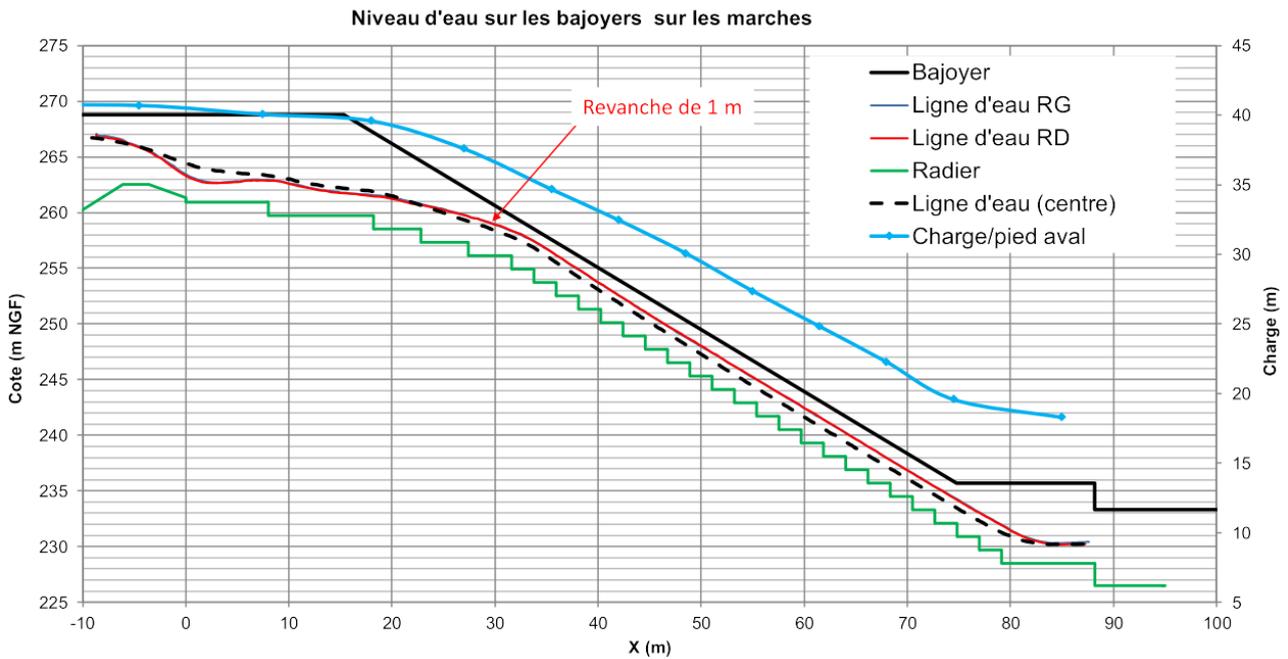
9.5.3 DISSIPATION APPORTEE PAR LE COURSIER

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.



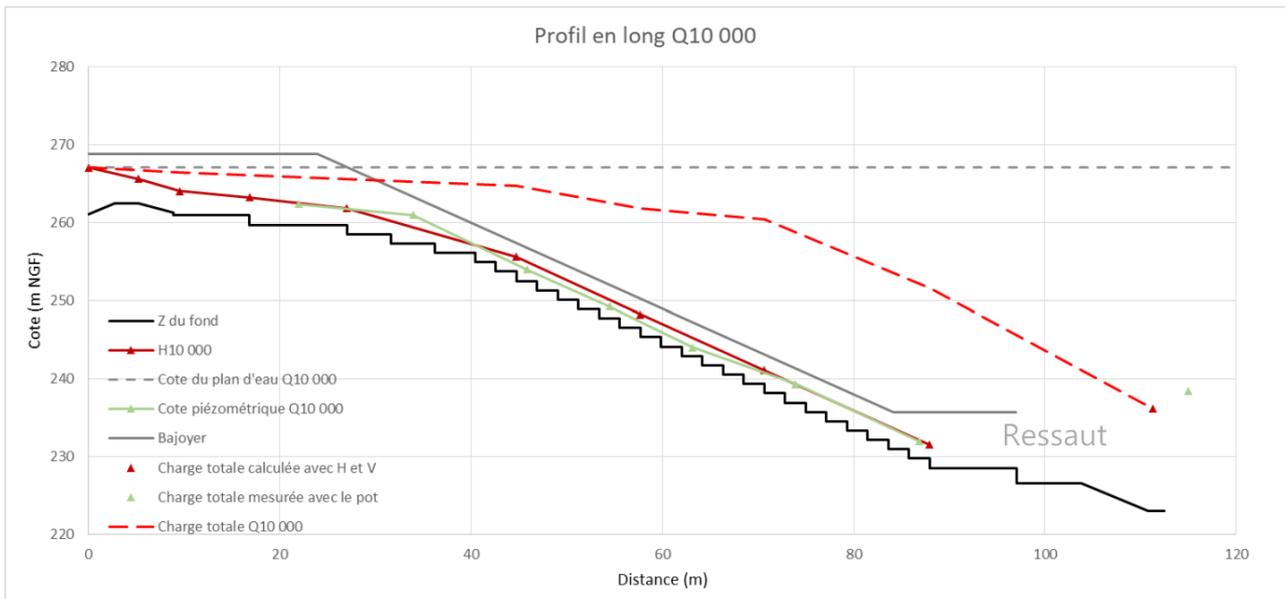


Figure 135 : Modèle physique – profil de la charge pour Q10 000

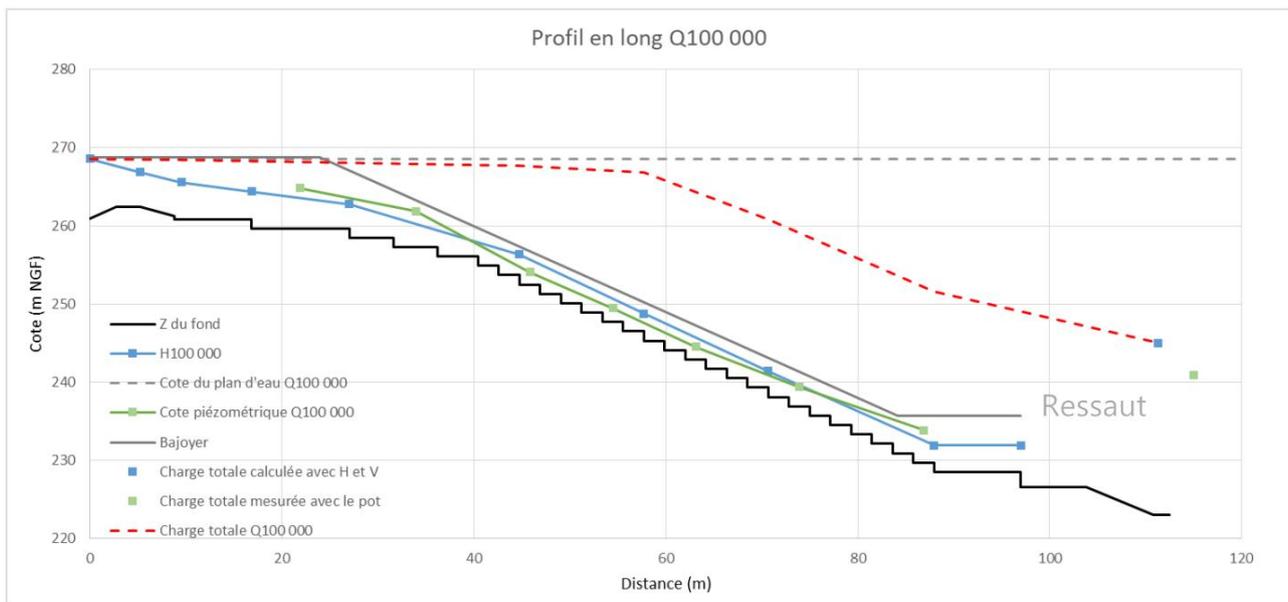


Figure 136 : Modèle physique – profil de la charge pour Q100 000

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).

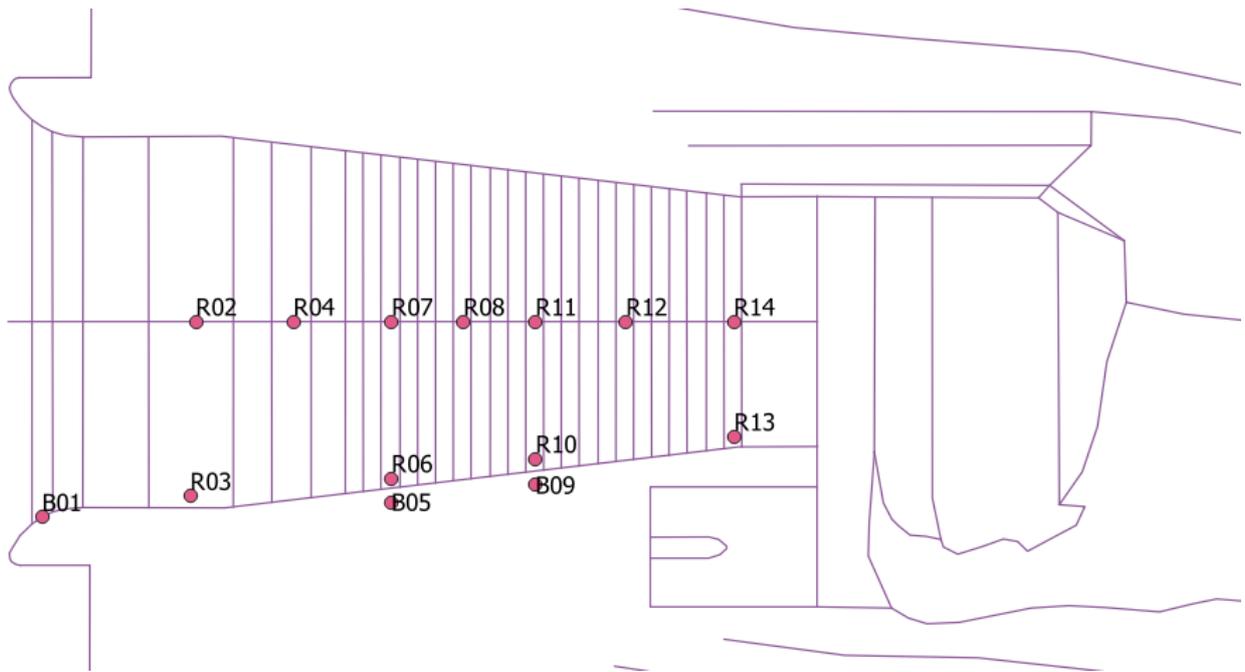


Figure 137 : Mesures de pression

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.

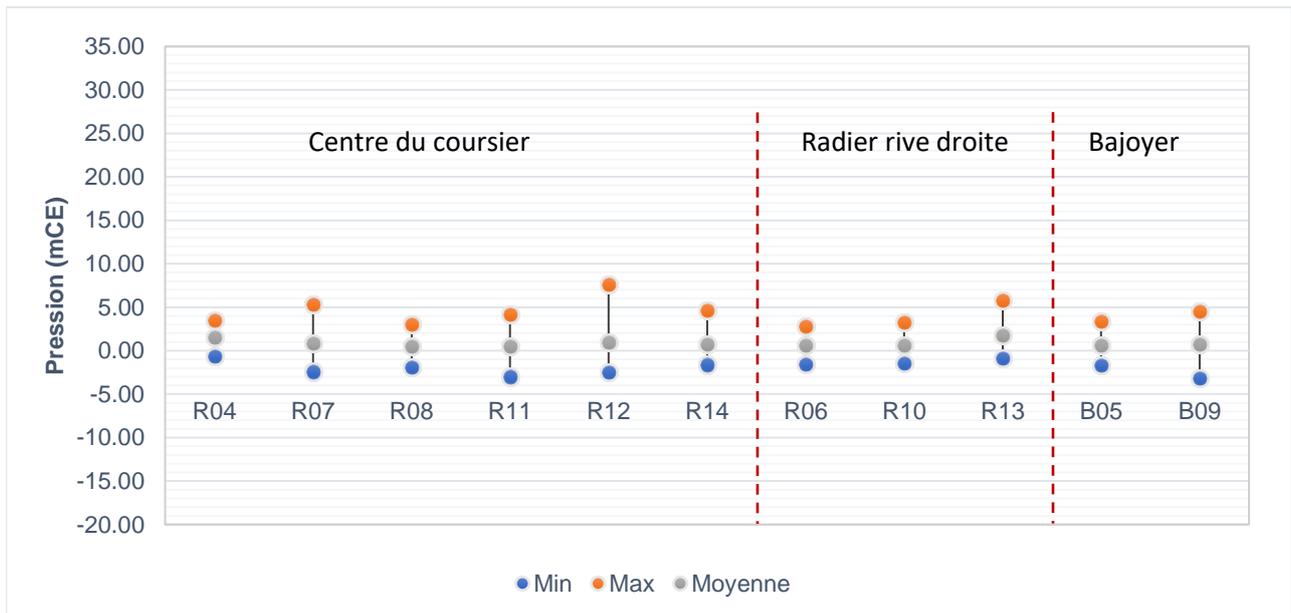


Figure 138 : Pressions mesurées pour Q1000

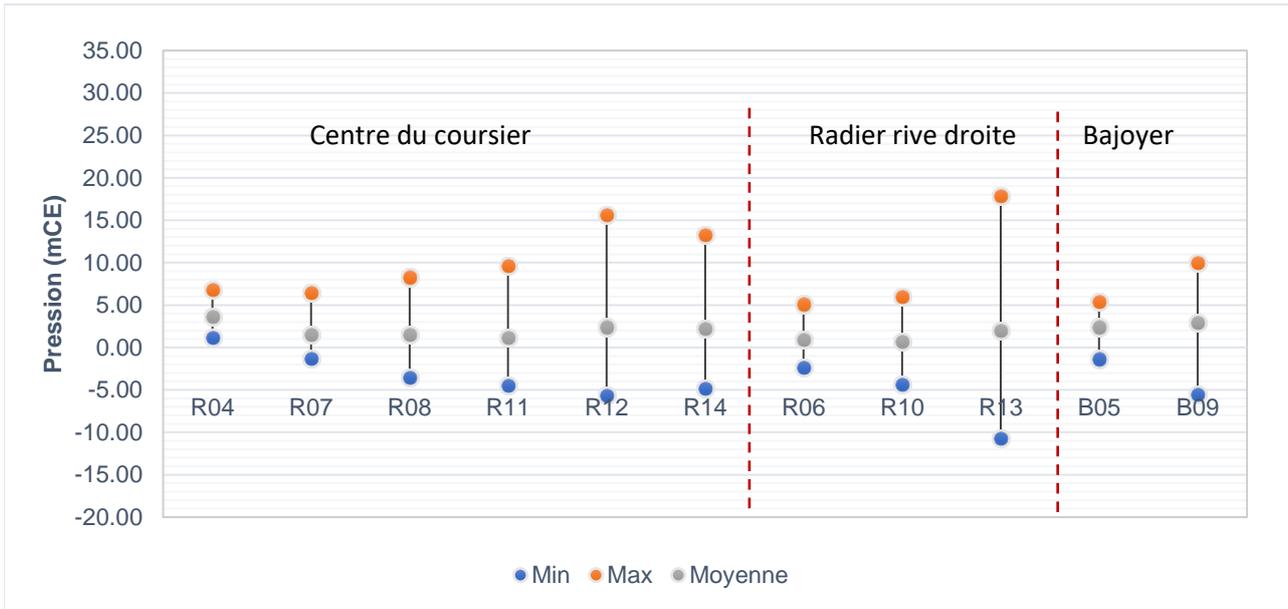


Figure 139 : Pressions mesurées pour Q10 000

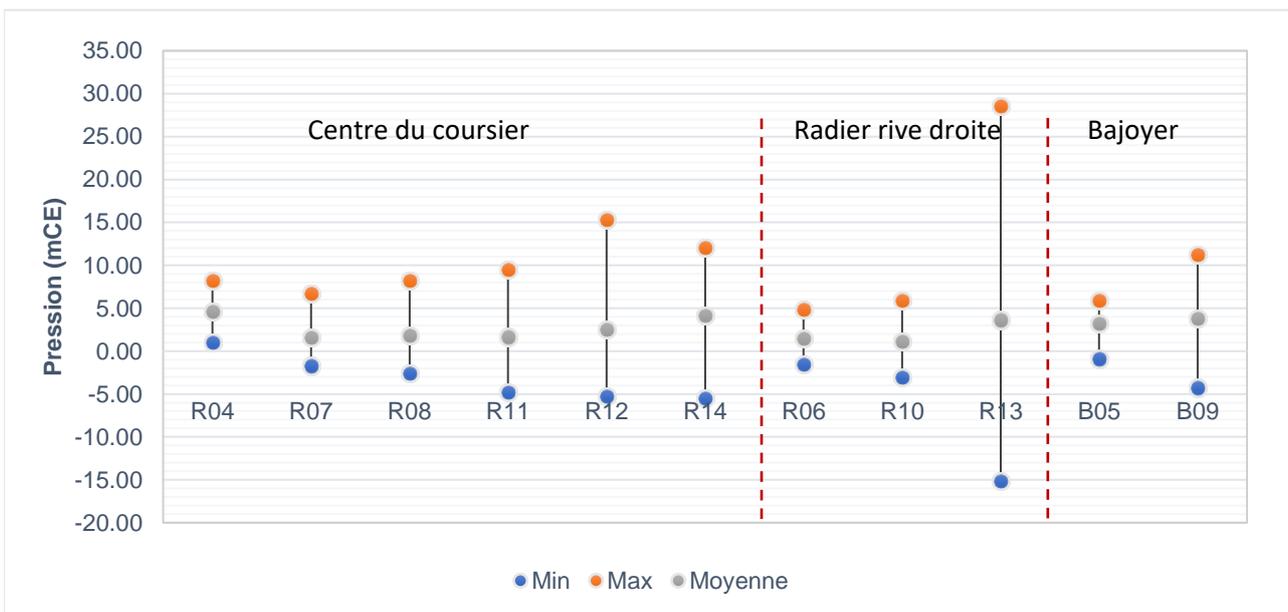


Figure 140 : Pressions mesurées pour Q100 000

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.

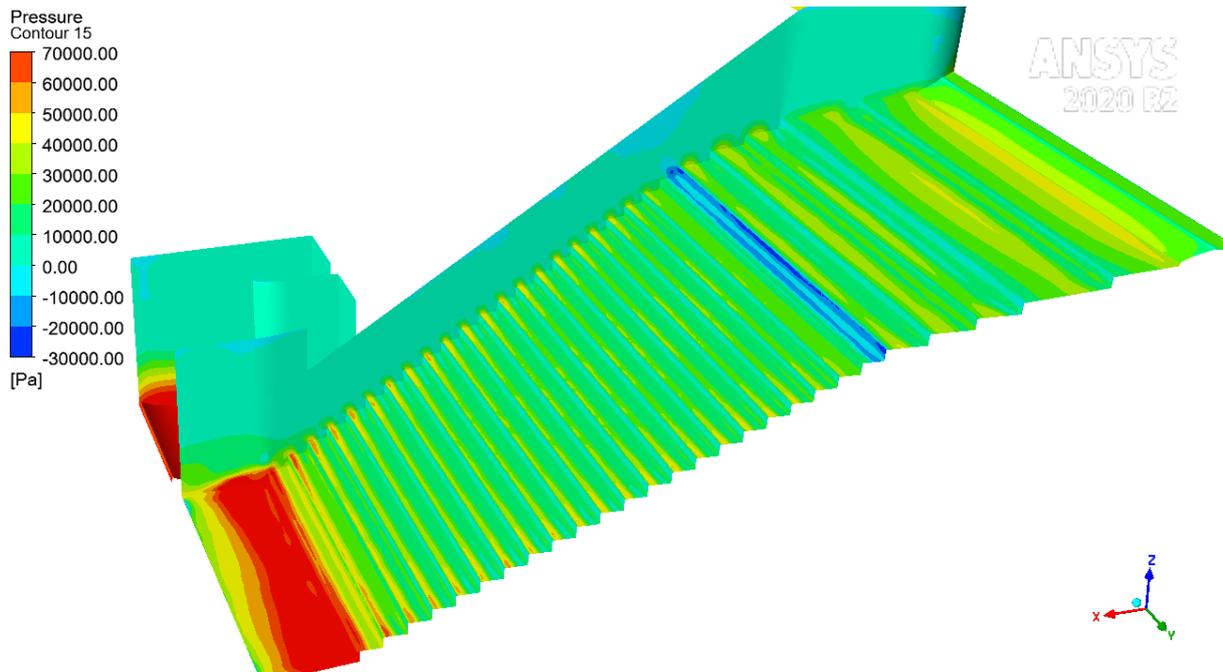


Figure 141 – Pression sur les parois du coursier –Q10 000

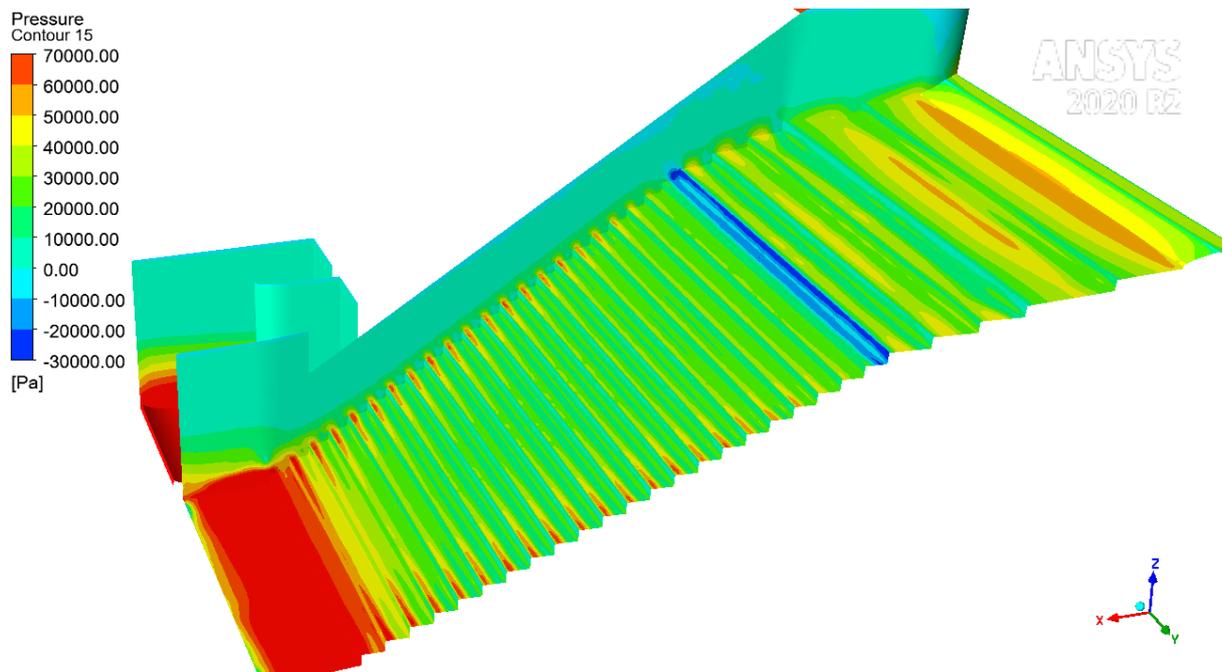


Figure 142 – Pression sur les parois du coursier – Q100 000

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.

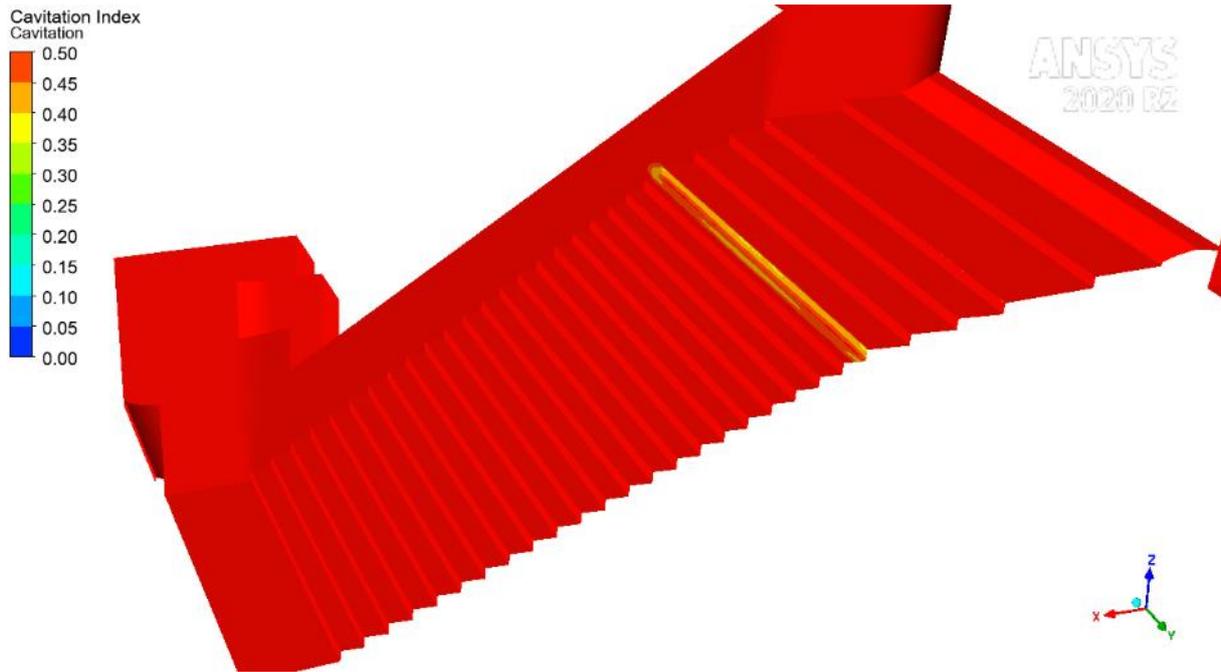


Figure 143 – Indice de cavitation sur le coursier – -Q10 000

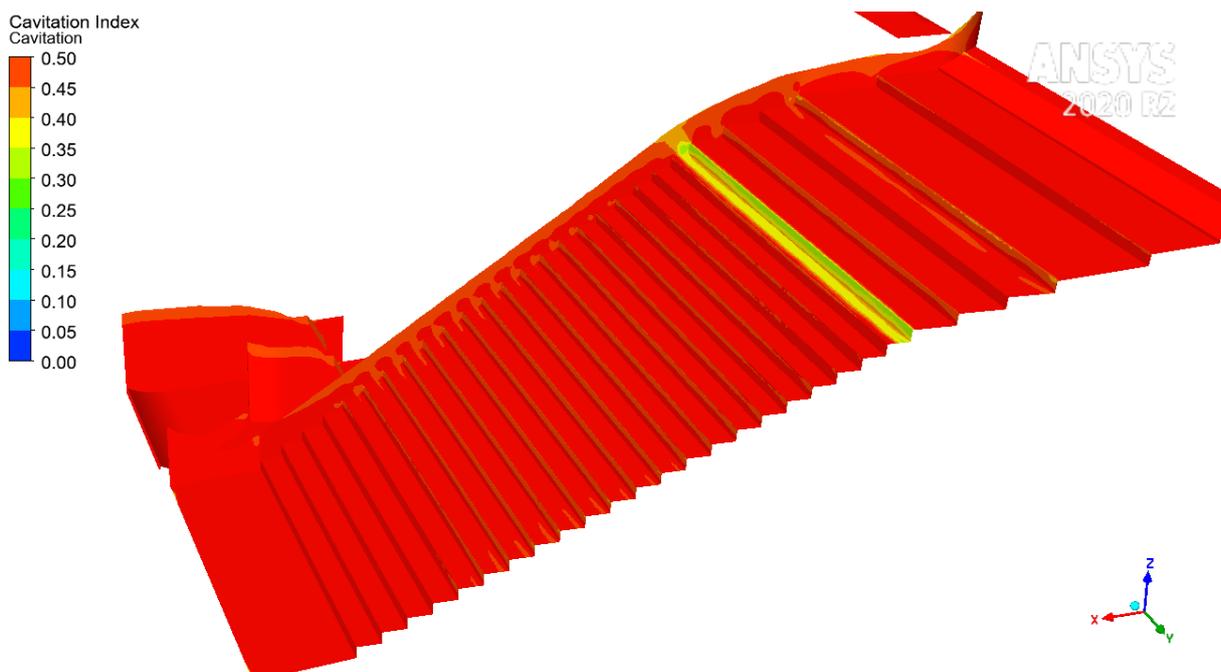


Figure 144 – Indice de cavitation sur le coursier – Q100 000

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 $Q100\ 000$).

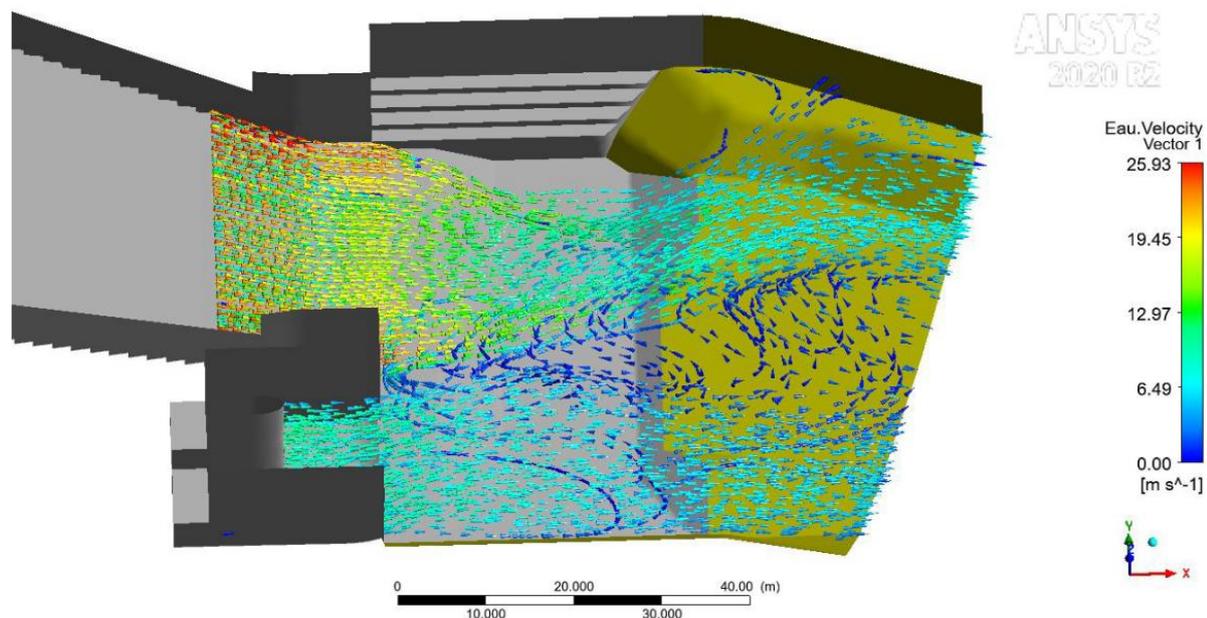


Figure 145 : Lignes de courant et vitesses en aval pour Q10 000

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.

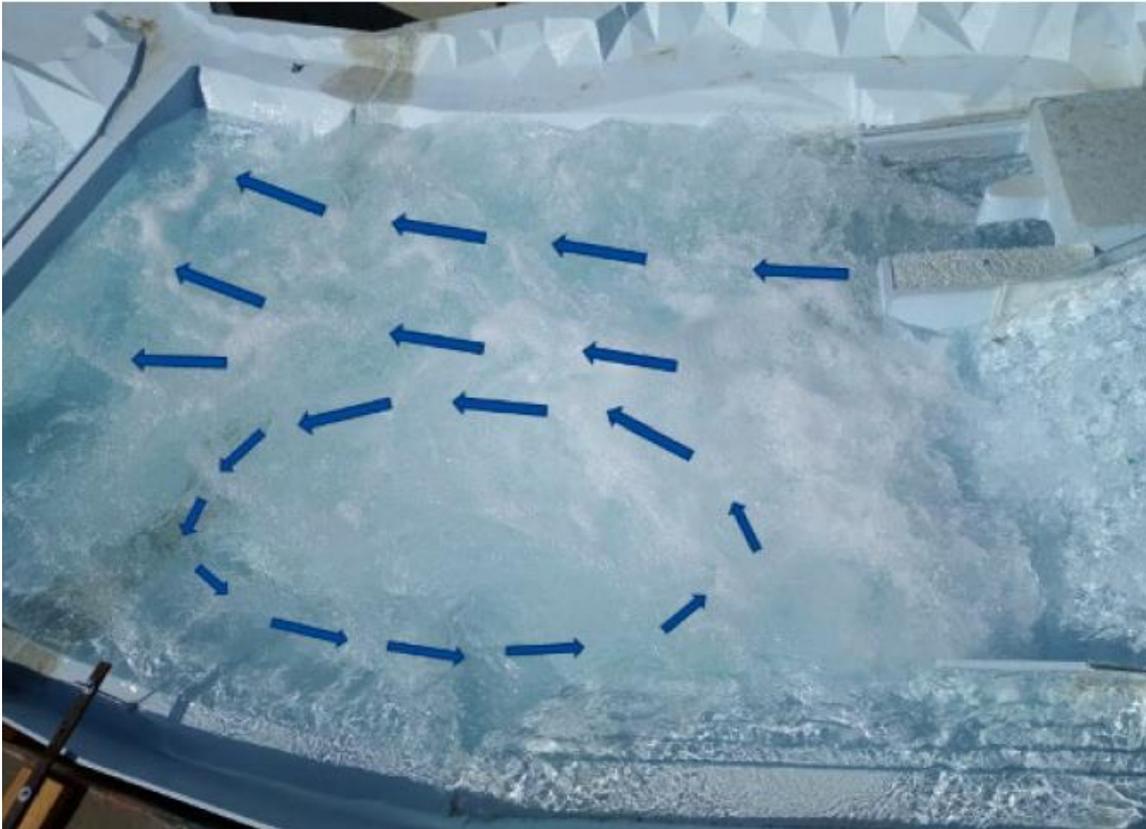


Figure 146 : Recirculation observée pour Q10 000 sur le modèle physique de 2019



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).

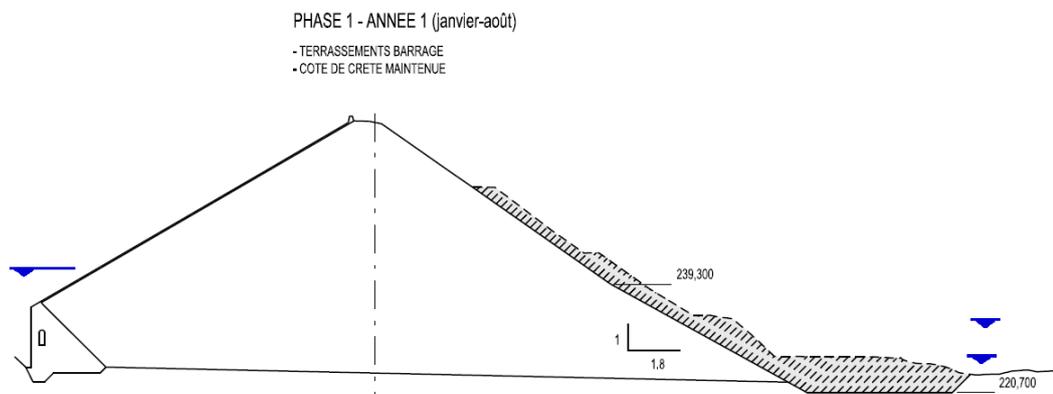


Figure 148 : Excavations les plus défavorables

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.

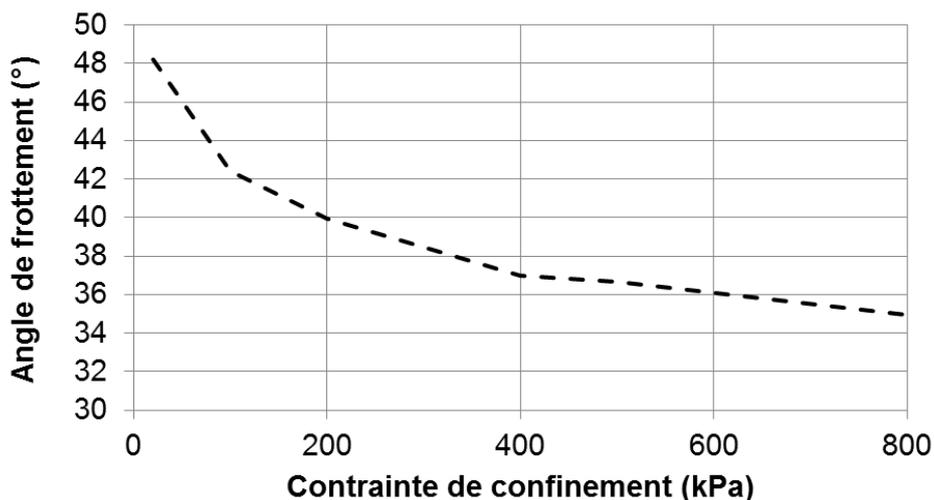


Figure 149 : Variation de l'angle de frottement en fonction de la profondeur

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.

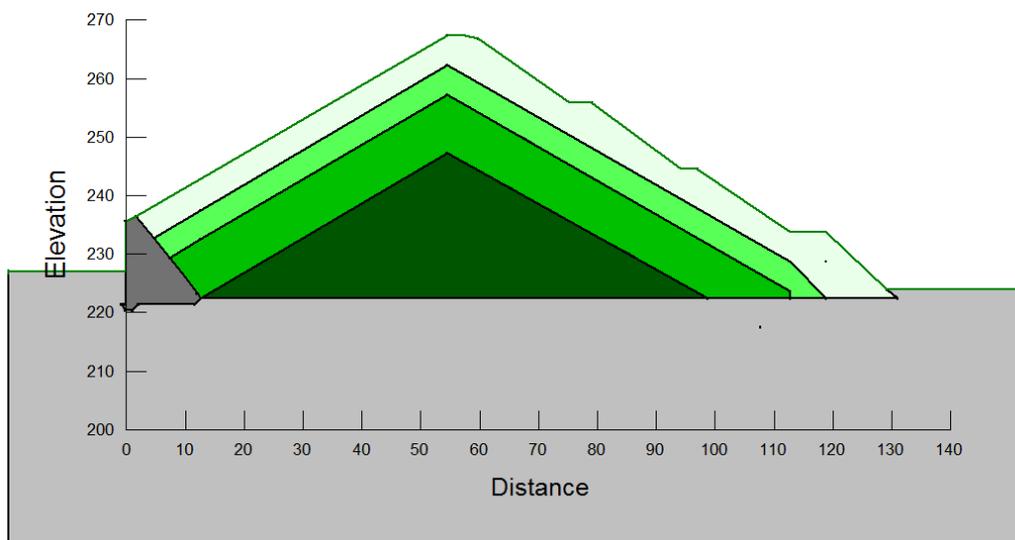


Figure 150 : Zonage des angles de frottement pour la situation actuelle

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

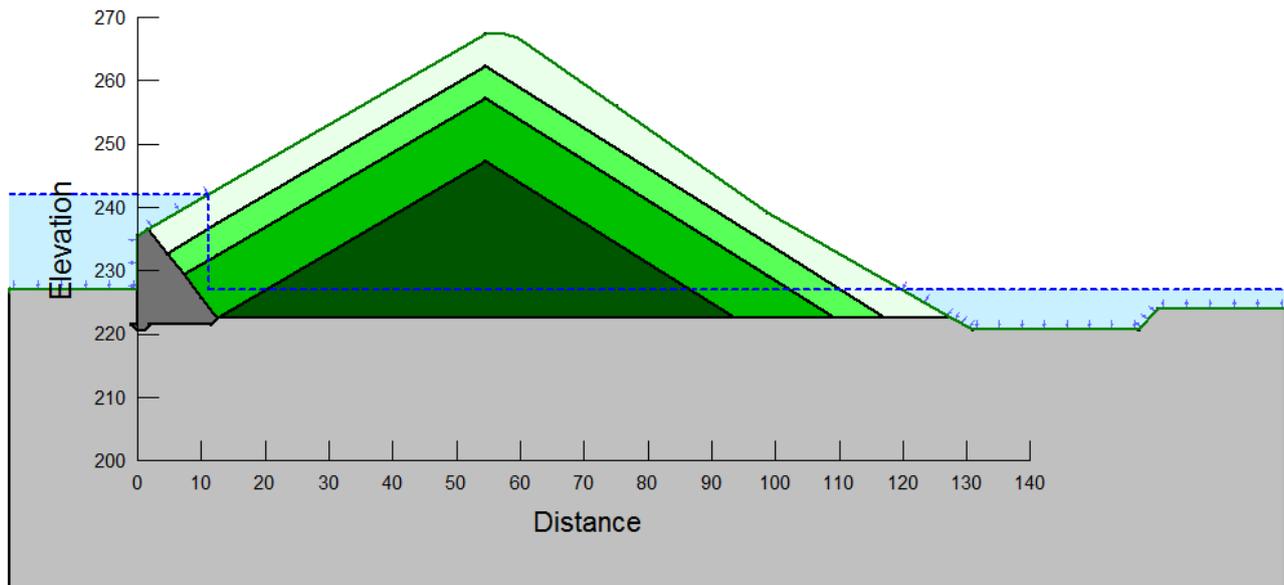


Figure 151 : Zonage des angles de frottement pour la situation avec excavation

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

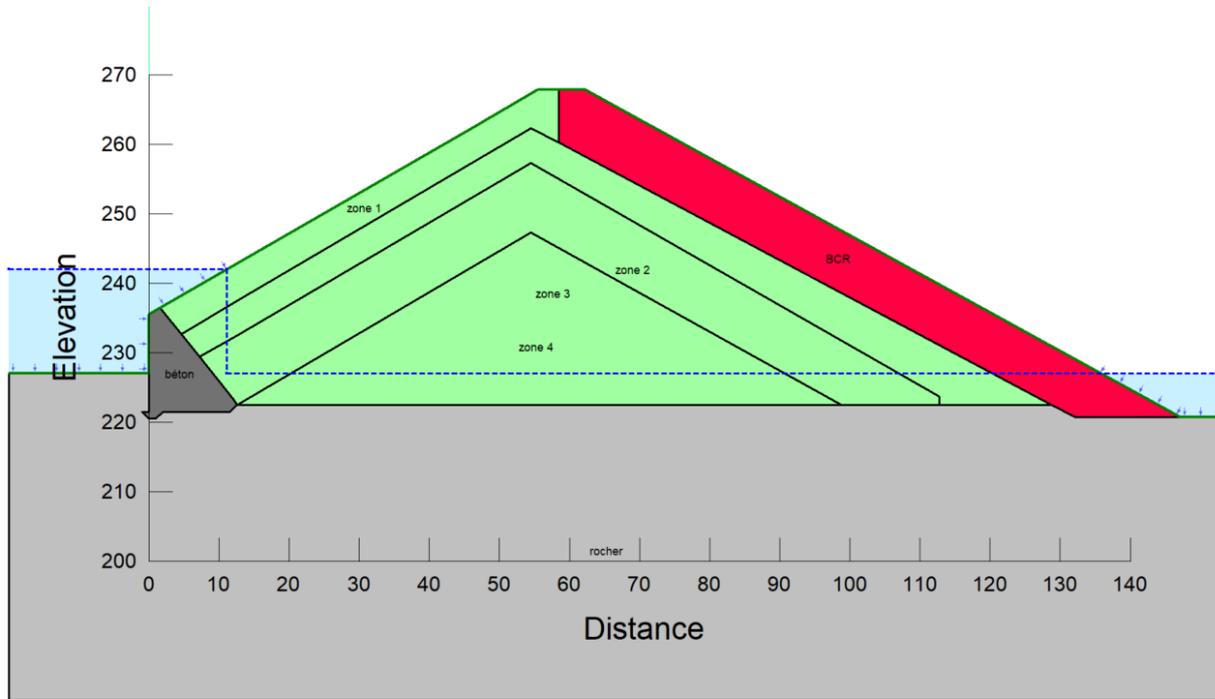


Figure 152 : Zone du projet intégrant la recharge en BCR

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

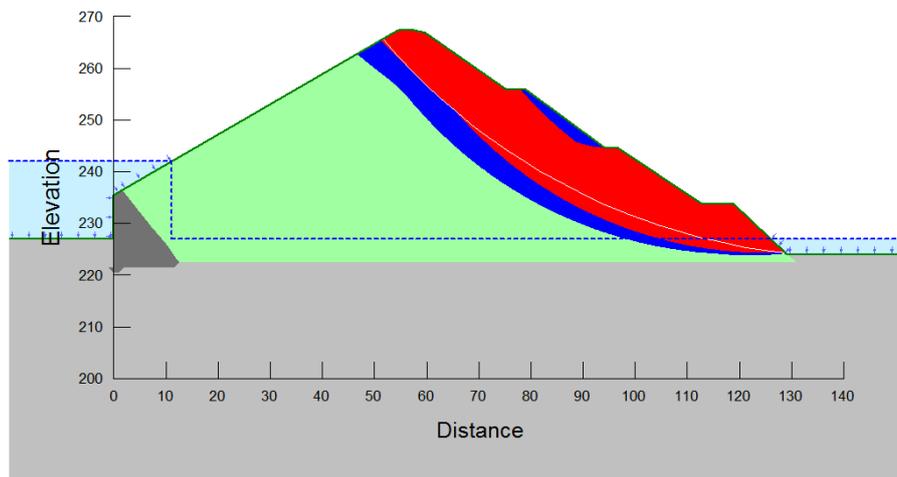


Figure 153 : Situation n°1 – Normale - Etat actuel - FS min = 1,30

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

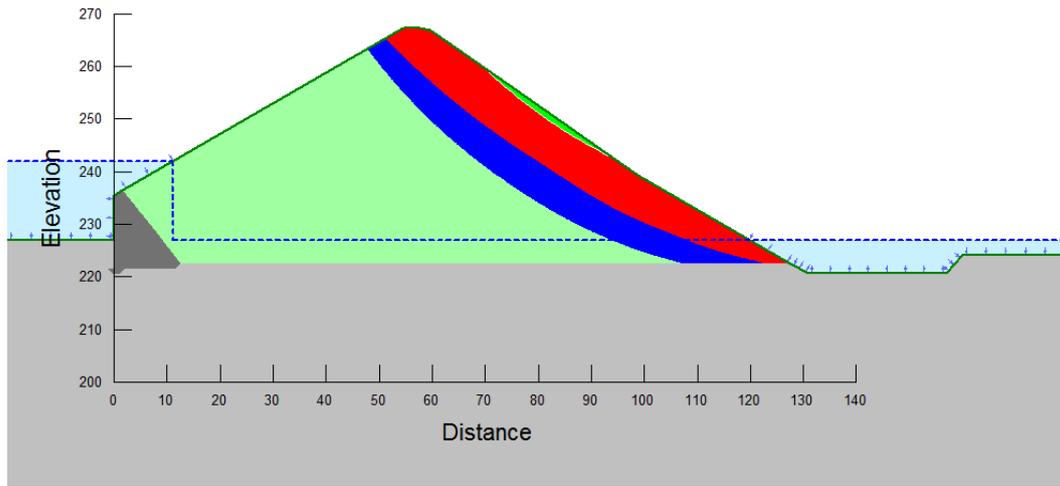


Figure 154 : Situation n°2 – Transitoire – Excavation - FS min = 1, 15

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

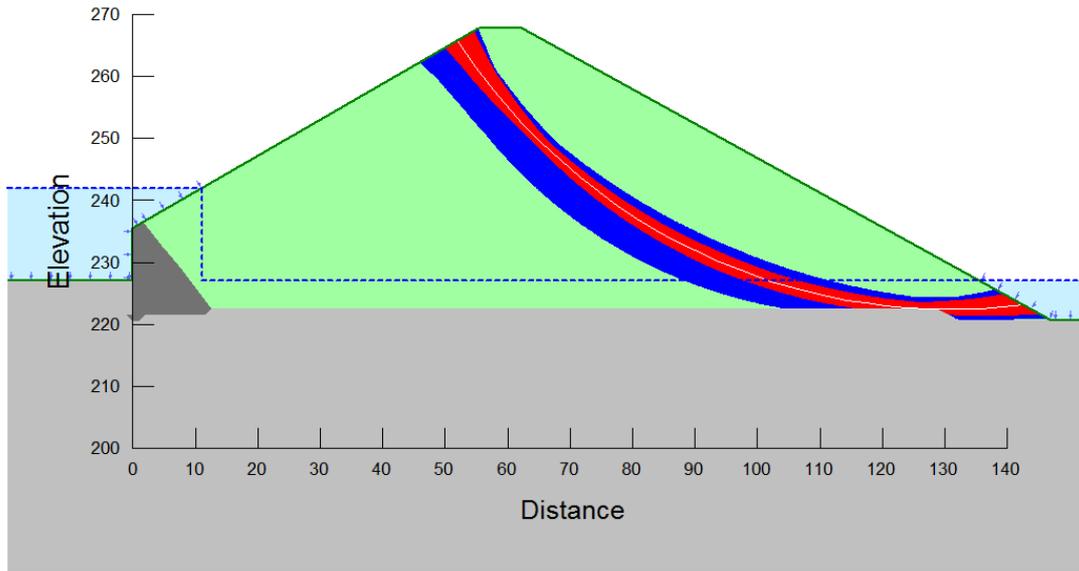


Figure 155 : Situation n°3 – Normale – Etat projeté - FS min = 1,81

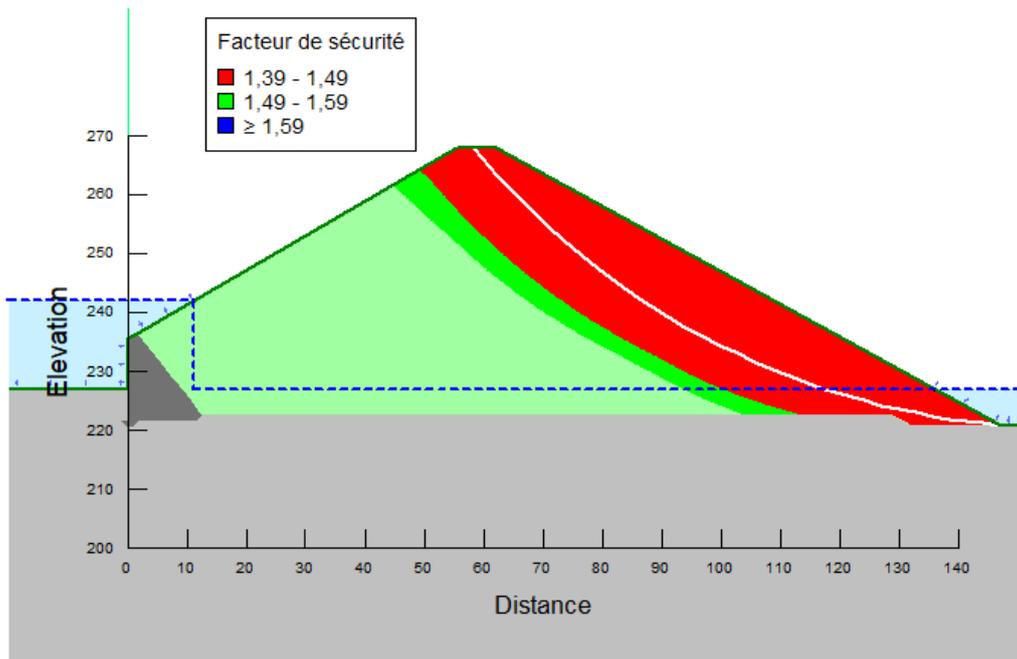


Figure 156: Situation n°3-bis - Normale – C'bc=0- Etat projeté - FS min = 1,39

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

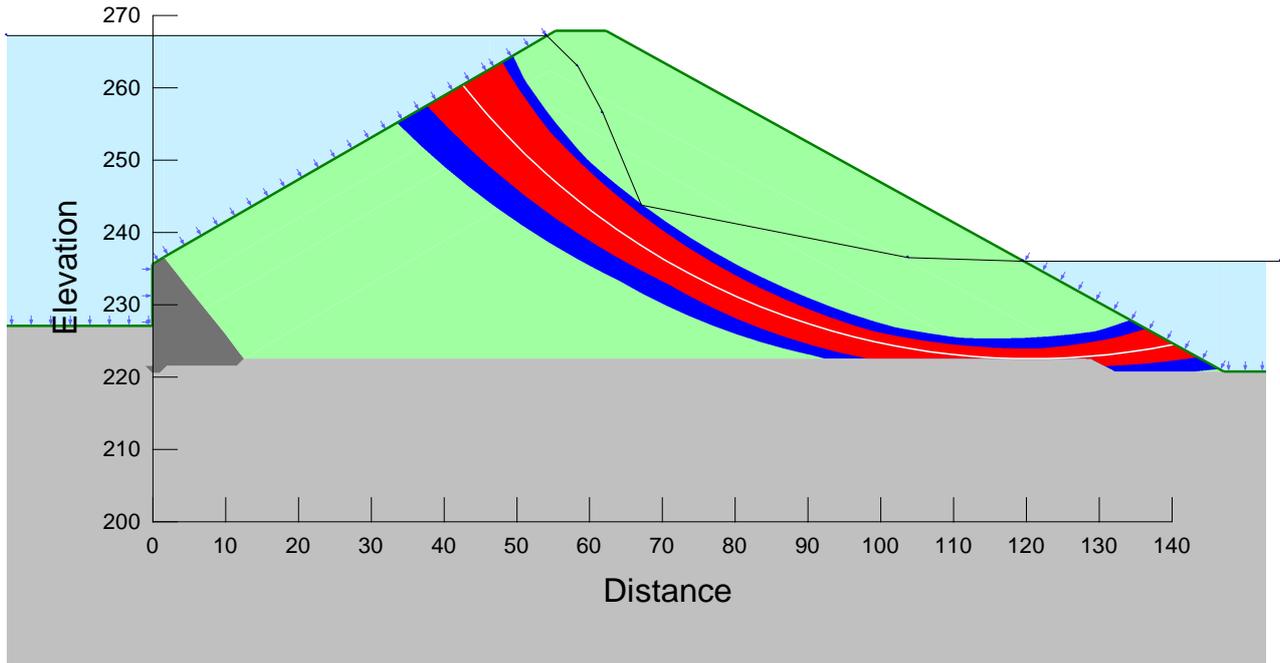


Figure 157 : Situation n°4 – Extrême (défaillance partielle) – Etat projeté - FS min = 1,93

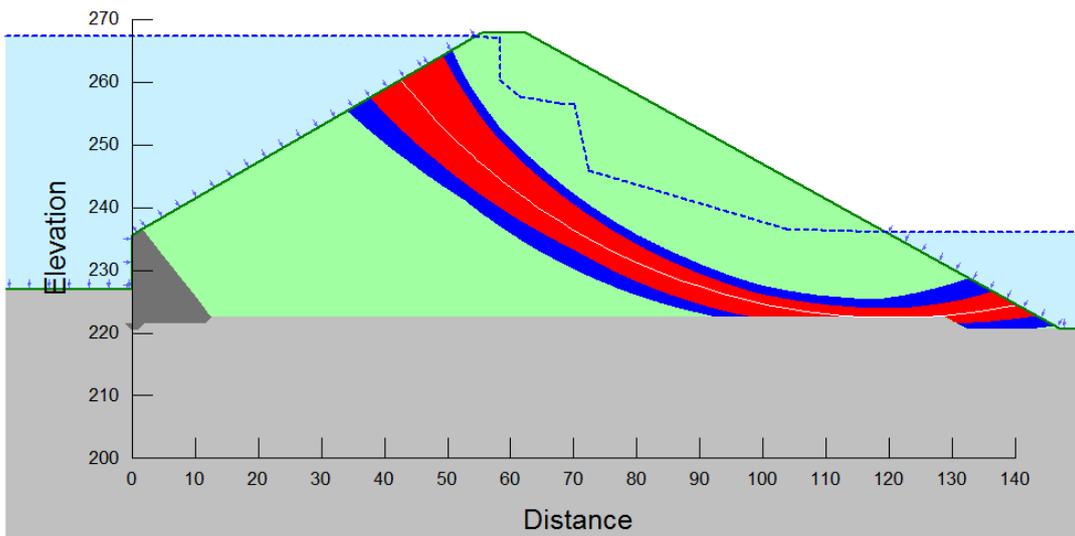


Figure 158 : Situation n°5 Extrême (défaillance totale) – Etat projeté - FS min = 1,85

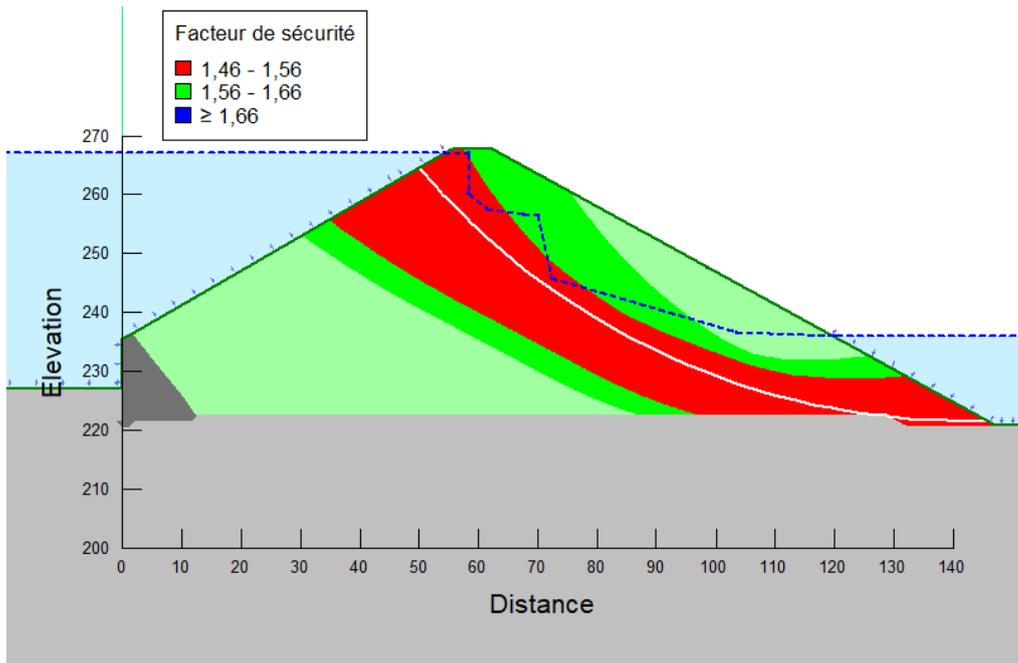


Figure 159: Situation n°5 - Extrême (Défaillance totale) - C'bcr=0 - Etat projeté - FS min = 1,46

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.

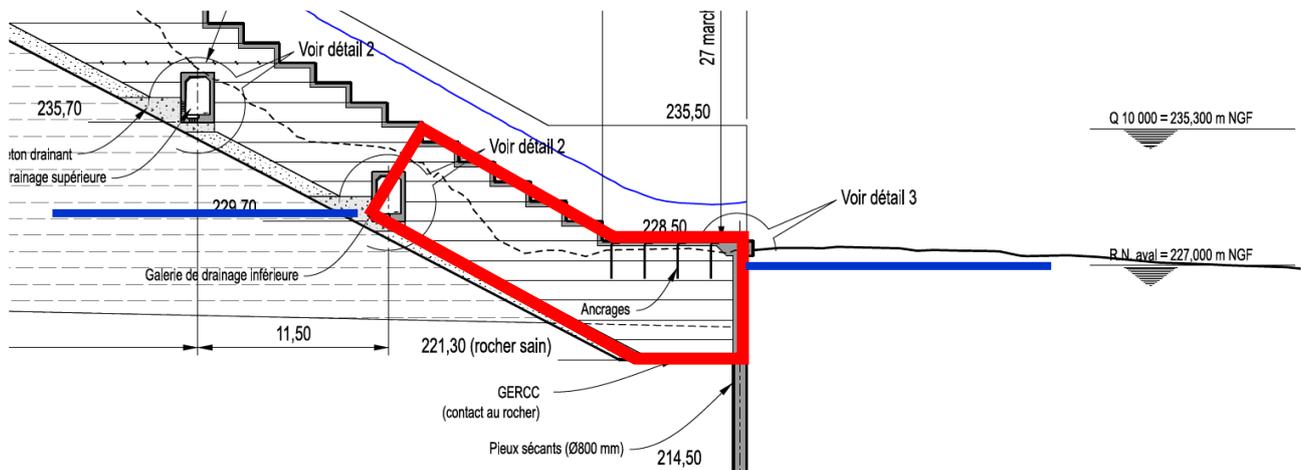


Figure 160 : Situation 1 = décrue ou défaillance du masque

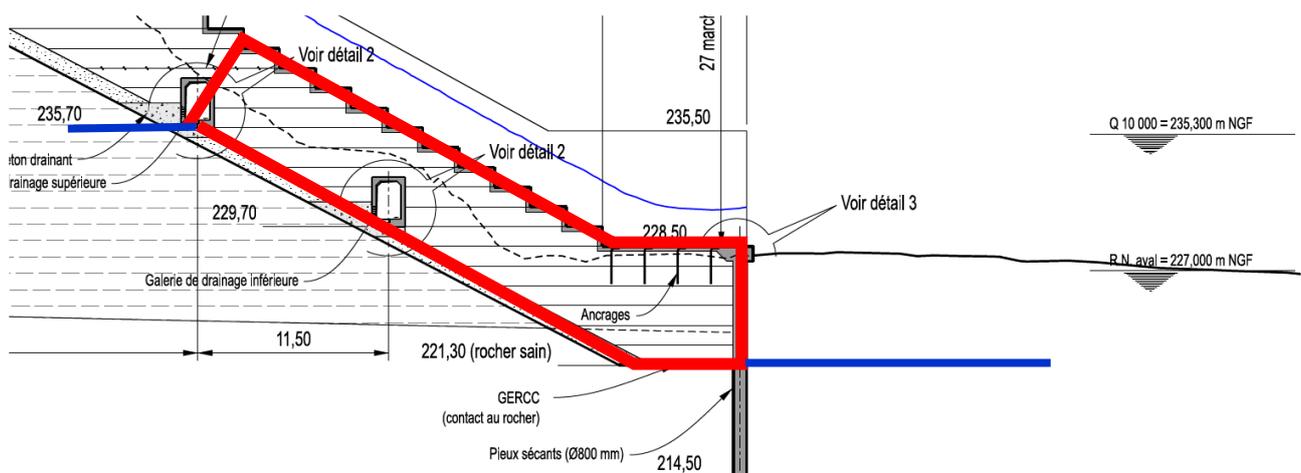


Figure 161 : Situation 2 = Q10 000 et rupture du barrage des Cambous

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.

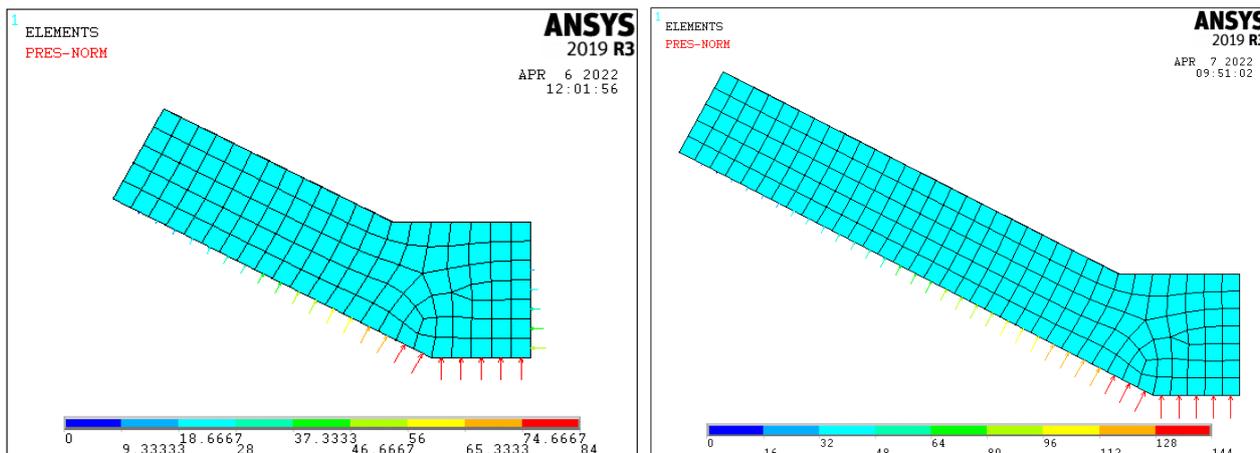


Figure 162 : blocs de la situation 1 (à gauche) et 2 (à droite)

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.

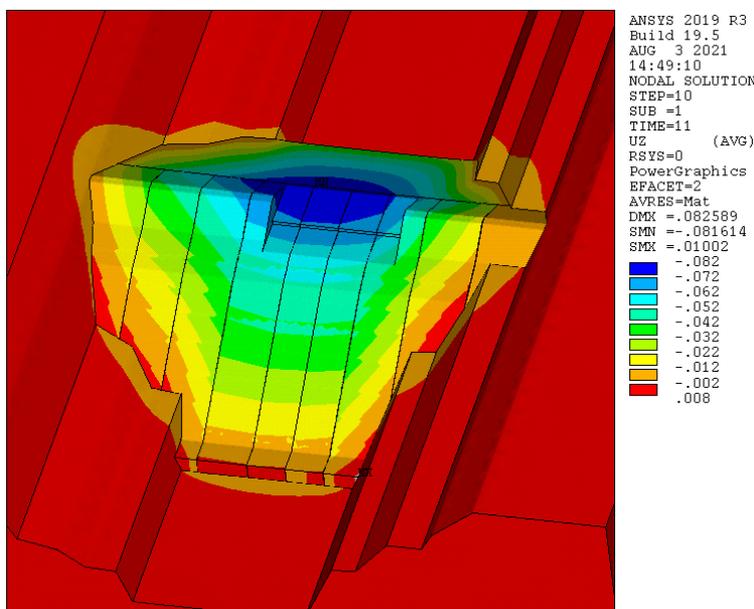


Figure 163 – Déplacements verticaux (m) avec cumul de tous les tassements + poussée PHE

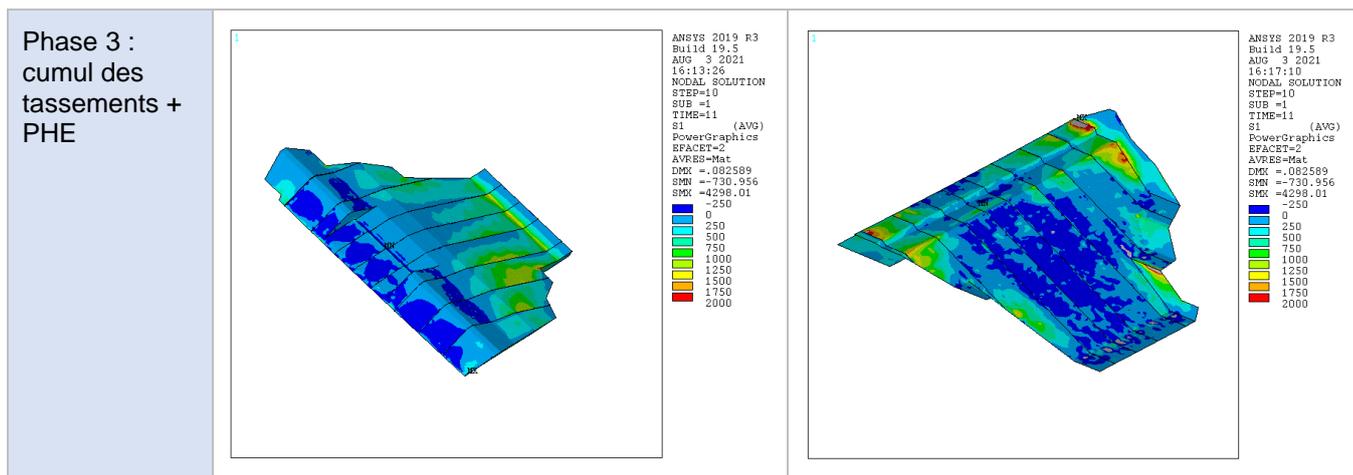


Figure 164 – Contraintes principales de traction (kPa), phase par phase

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 BCR 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.

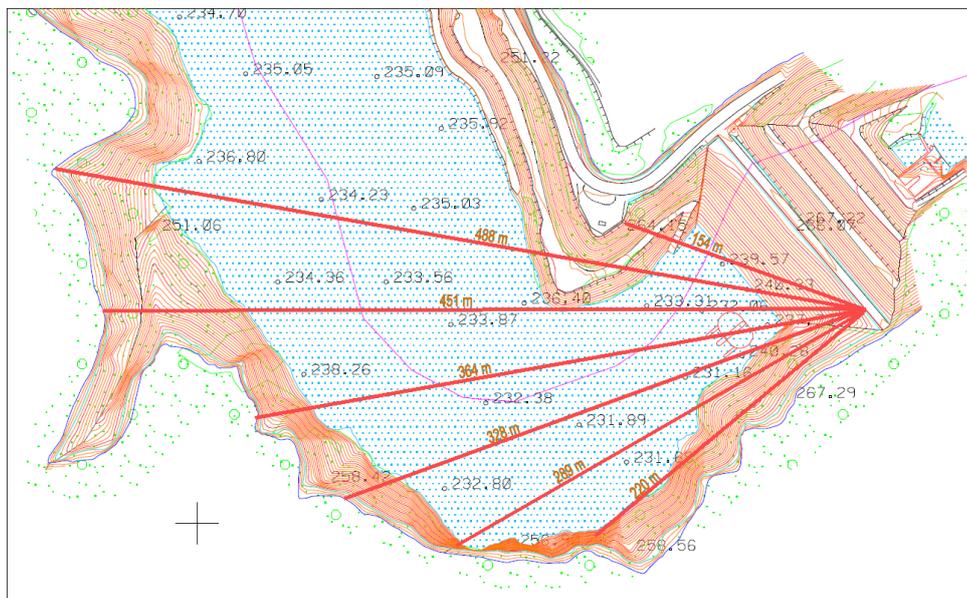


Figure 165 : Application au cas de Ste-Cécile d'Andorge

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.

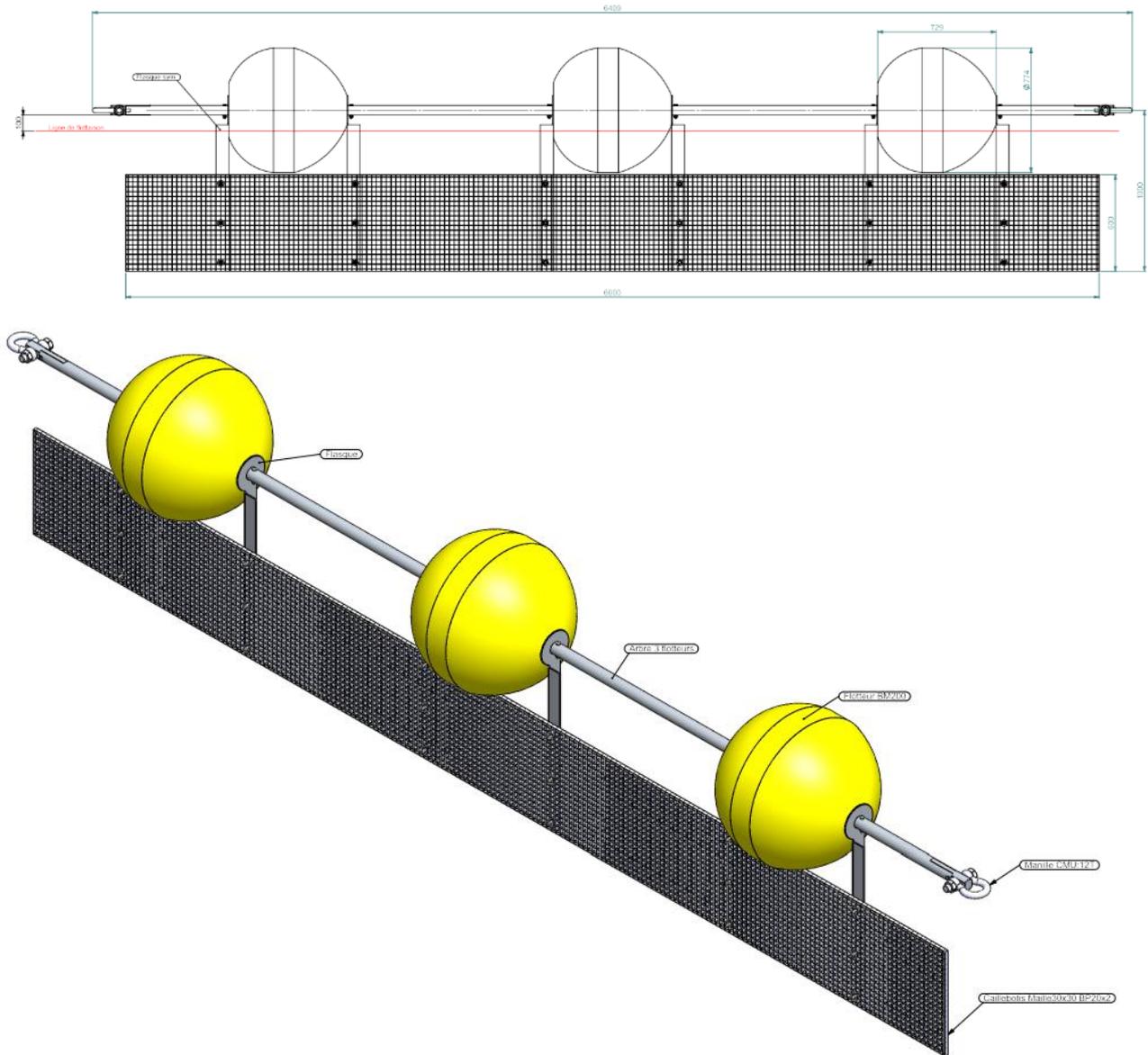


Figure 166 : Module 3 flotteurs de la drome



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.

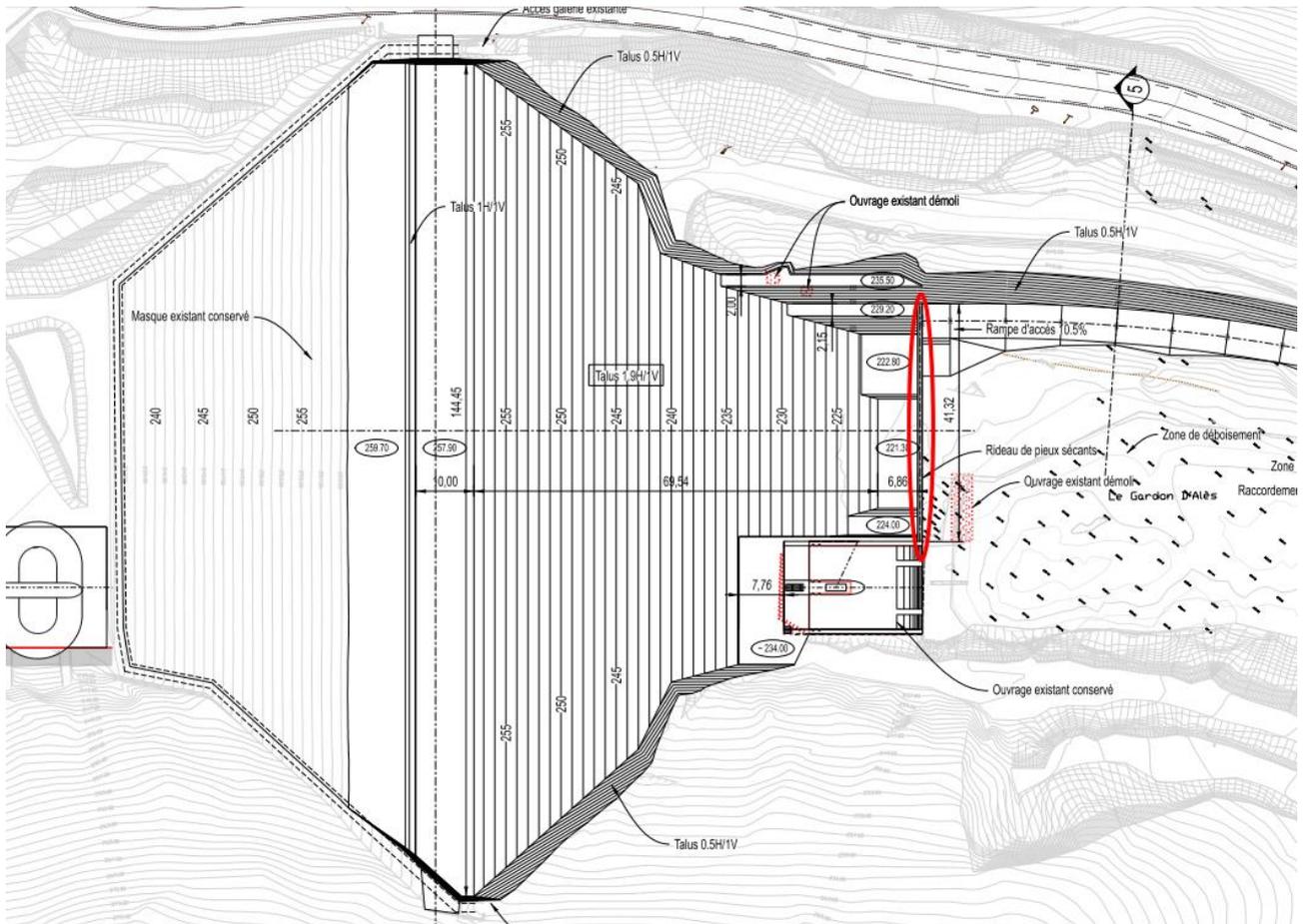


Figure 168 : Implantation du rideau de pieux-sécants

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.

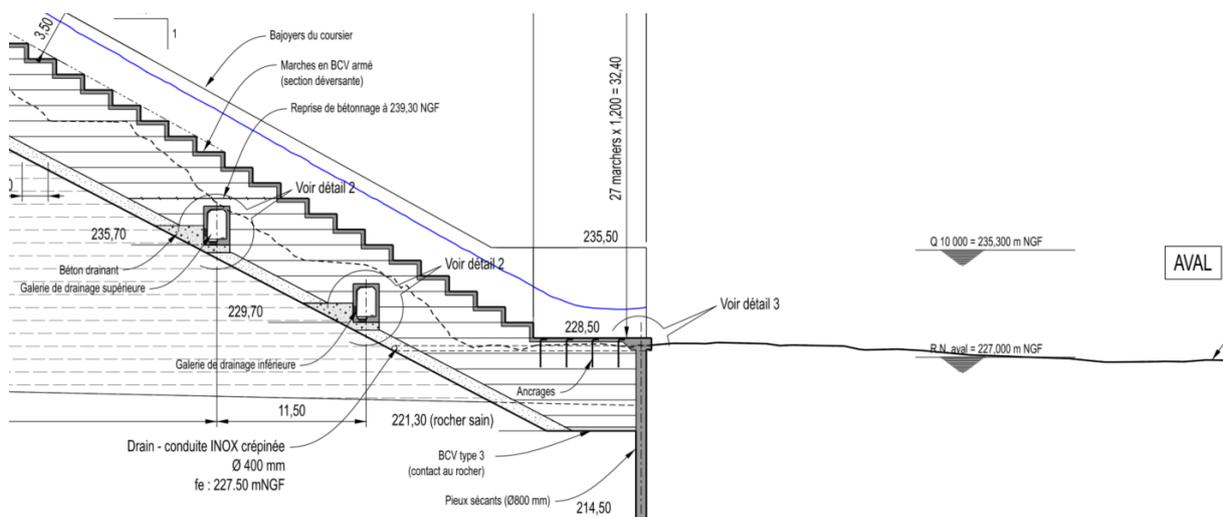


Figure 169 : Coupe type sur le rideau de pieux sécants

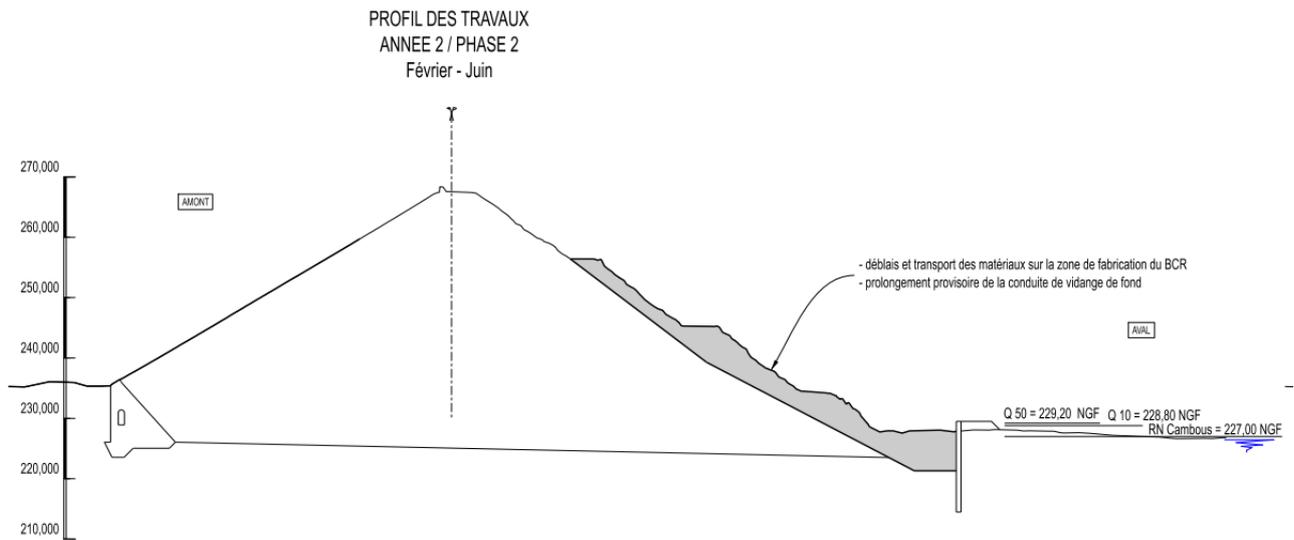


Figure 170 : Phase provisoire de déblai du masque aval existant

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

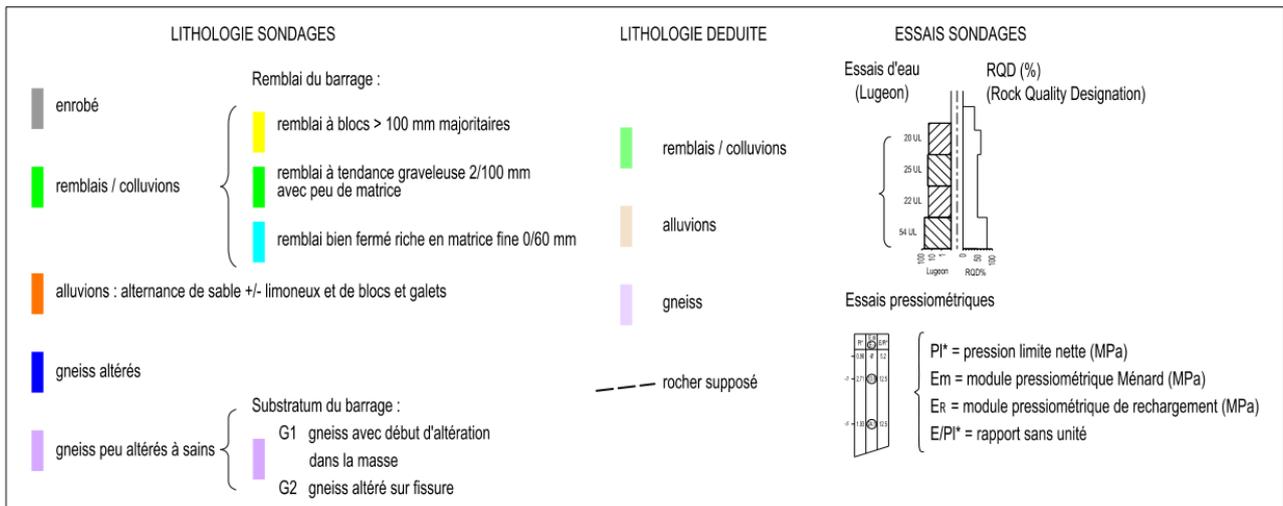
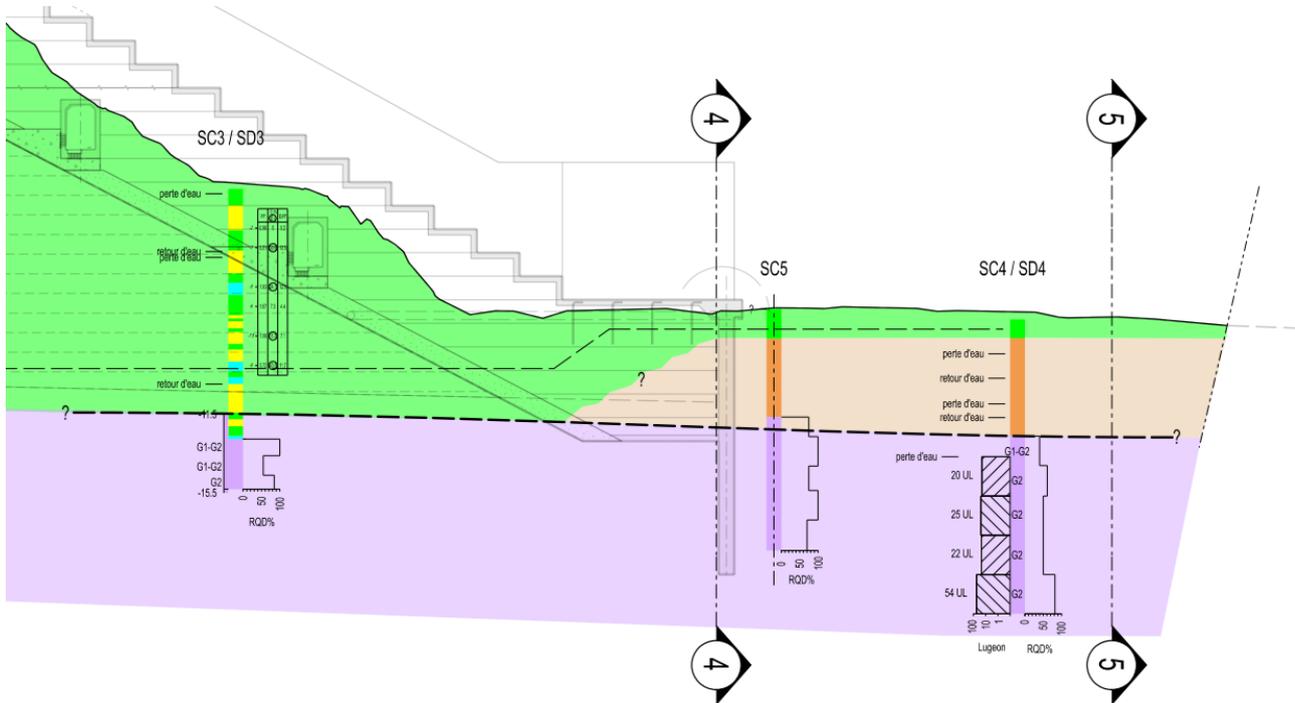


Figure 171 : Profil géotechnique

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.

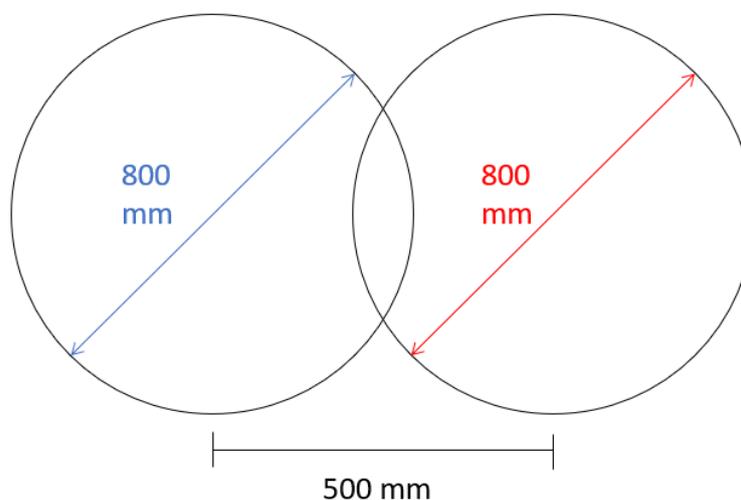
Les paramètres mécaniques sont présentées dans le tableau suivant.

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	poinds 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.

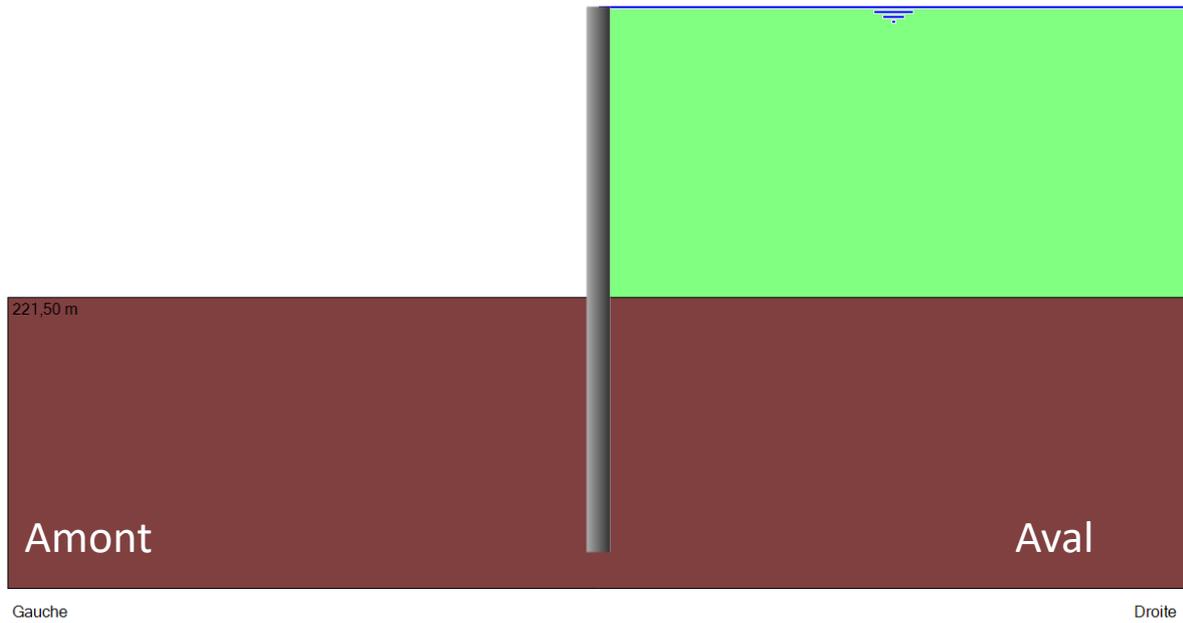


Figure 174 : Modélisation de l'écran dans K-REA

10.8.2 RESULTATS

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

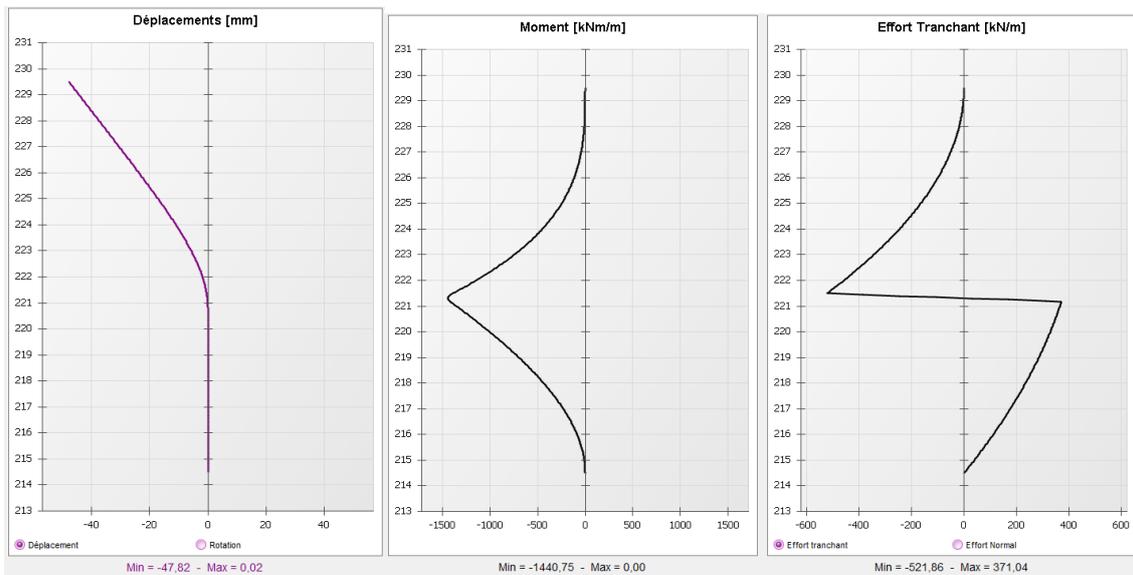


Figure 175 : Courbes de résultats (1/2)

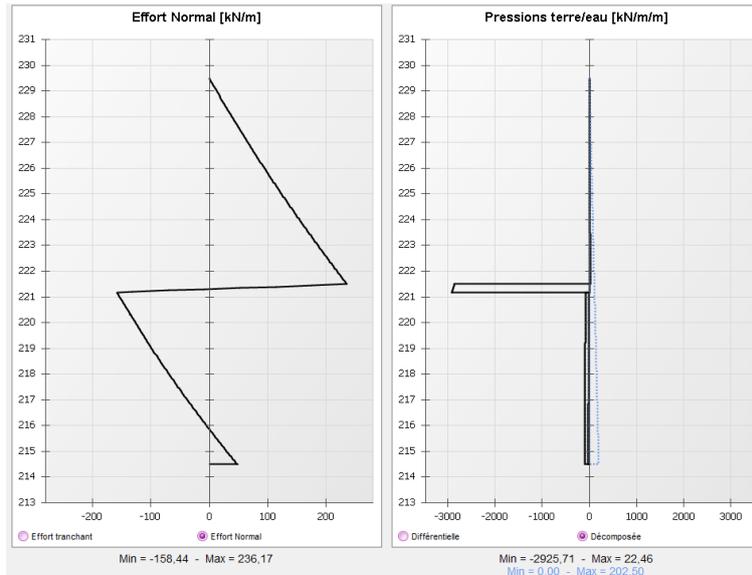


Figure 176 : Courbes des résultats (2/2)

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.

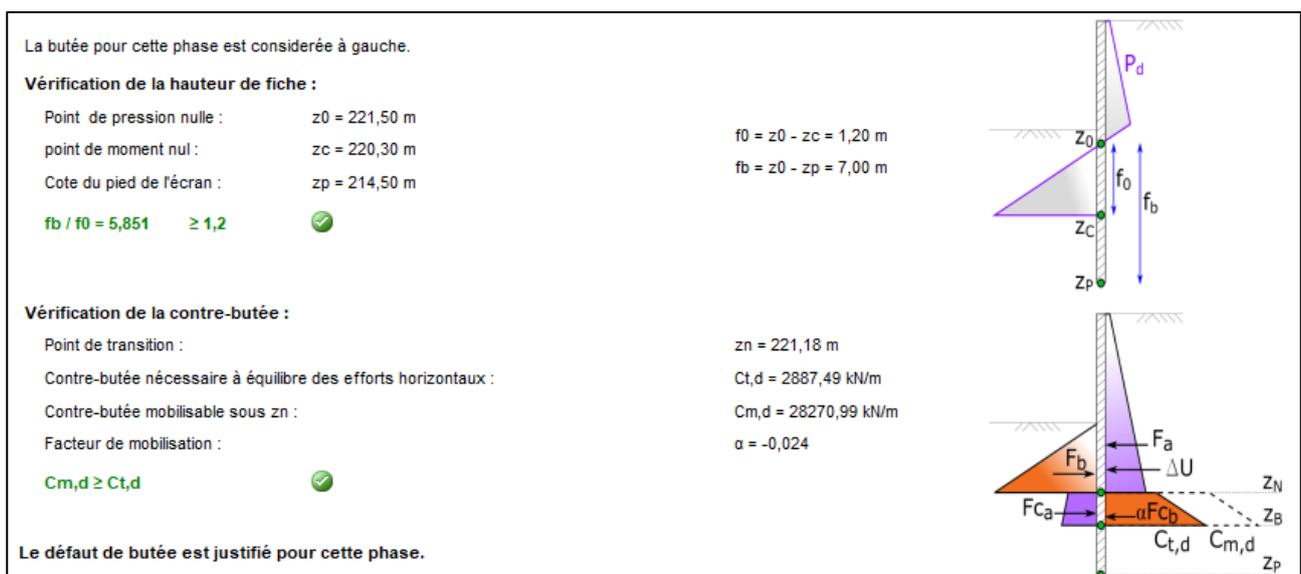


Figure 177 : Vérification de butée

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).

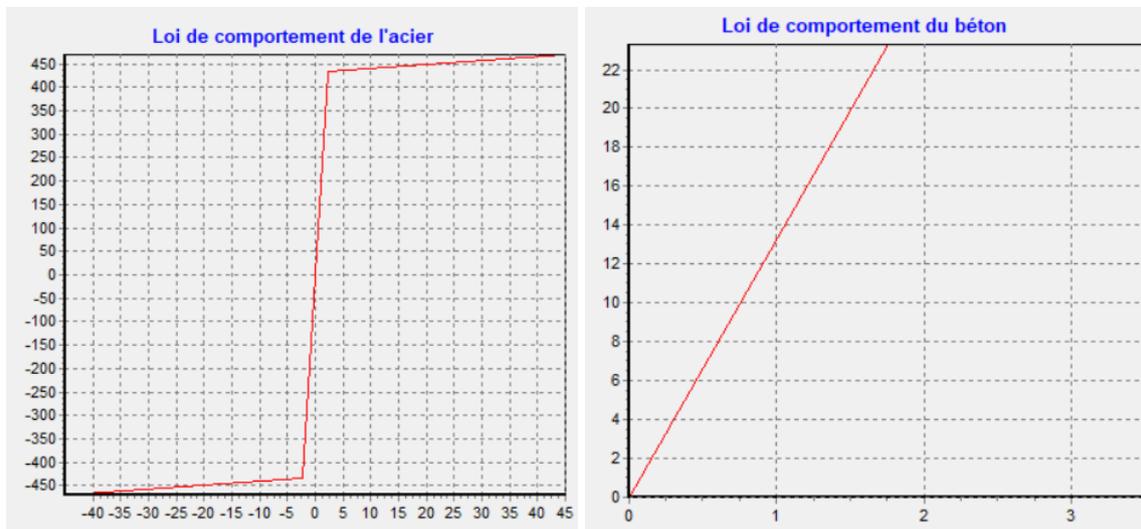


Figure 178 : Lois de comportement des matériaux

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:

- 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 'Calculer' (Calculate) button is visible. The output window displays the following results:

```

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
			Dmax(mm)	à 50mm	à 2mm	à 80µm	%	%	%	Mpa	m/s
-	m	XP P94-011	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	
SC1	12.4-12.6	Micaschiste								53.2	
SC1	18.6-18.8	Gneiss								36.6	
SC2	8.35-8.6	Gneiss								43.7	
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 ENRICHIS

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.

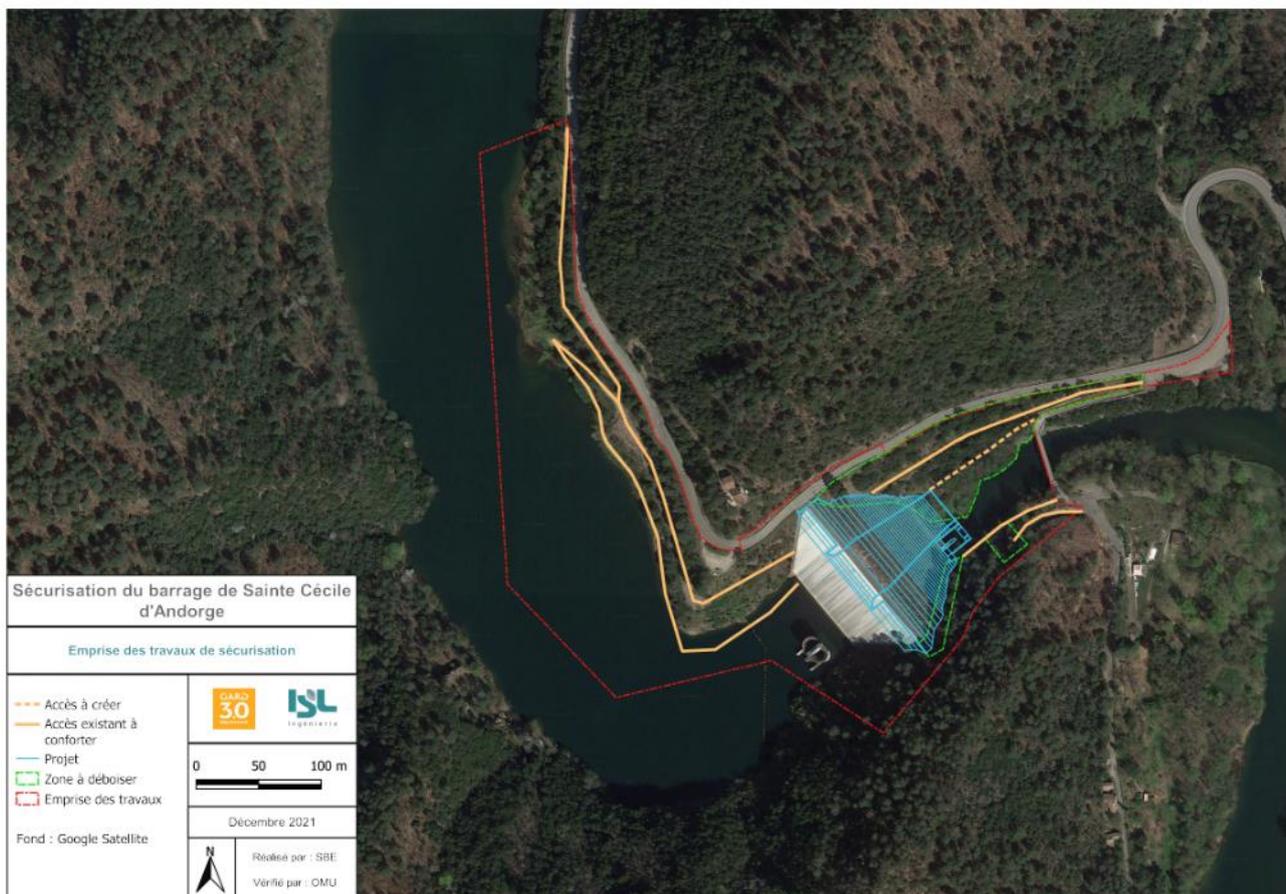


Figure 180 : Emprise des travaux de sécurisation

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.

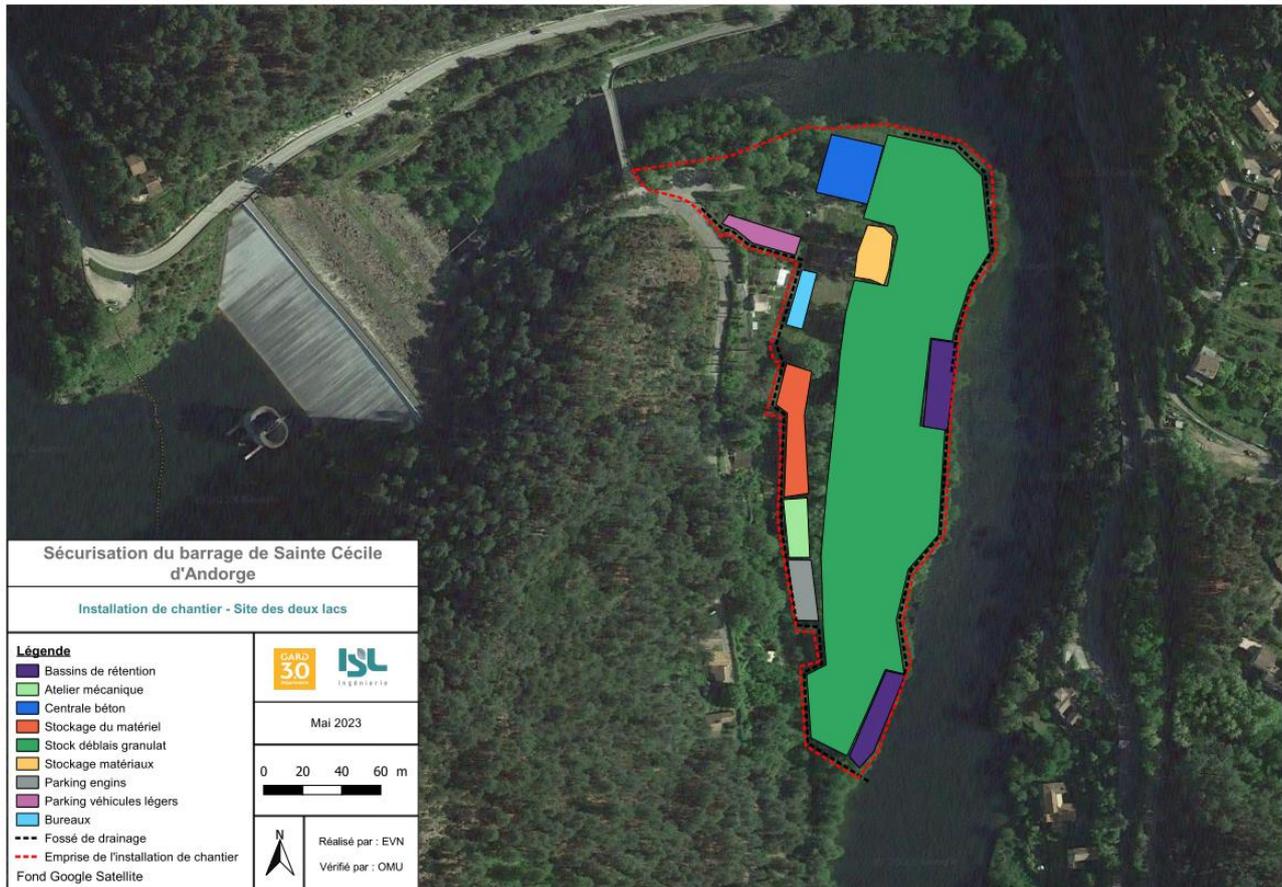


Figure 181 : Plan des installations de chantier sur le site des deux lacs

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.

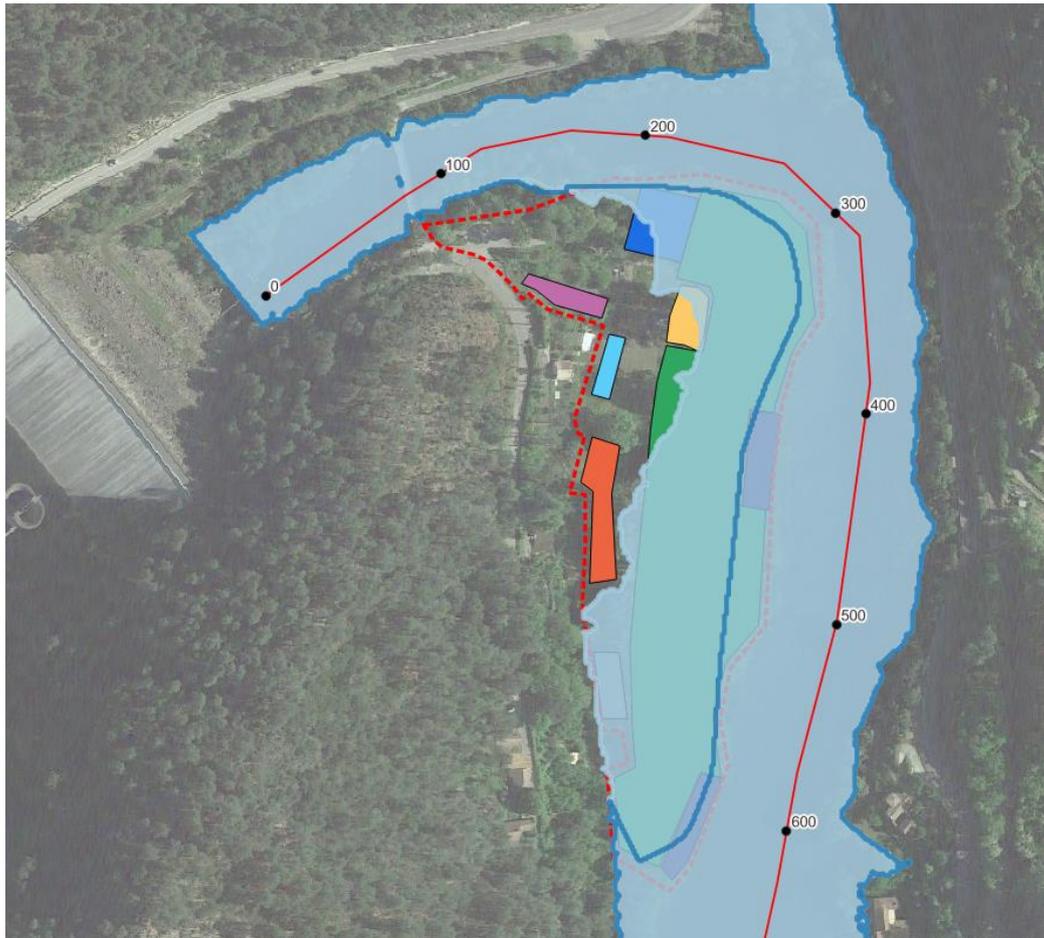


Figure 184 : Emprise de la crue du PPRI (900 m³/s) avec le stock de matériau (contour bleu foncé) et sans (emprise en bleu clair)

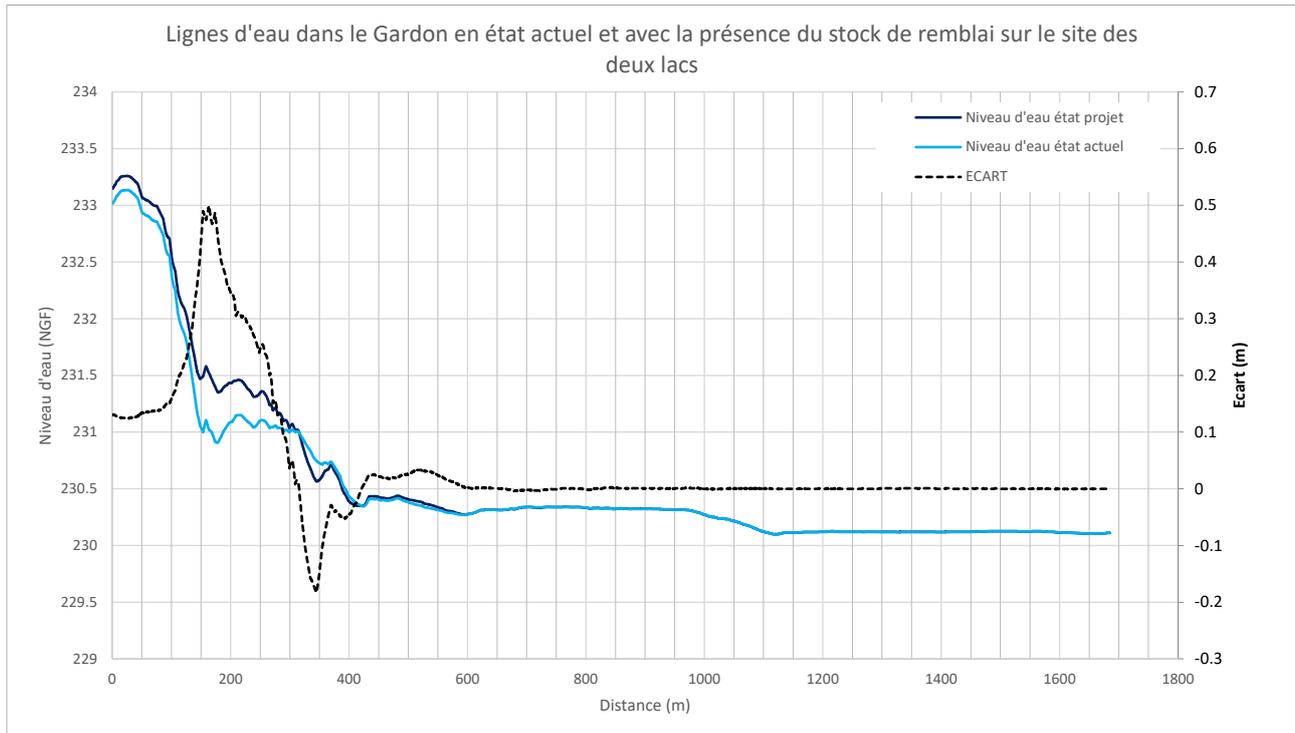


Figure 185 : Ligne d'eau de la crue du PPRI (900 m³/s) avec le stock de matériau (courbe bleu foncé) et sans (courbe bleu clair)

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 ($Q=400 \text{ m}^3/\text{s}$ 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.

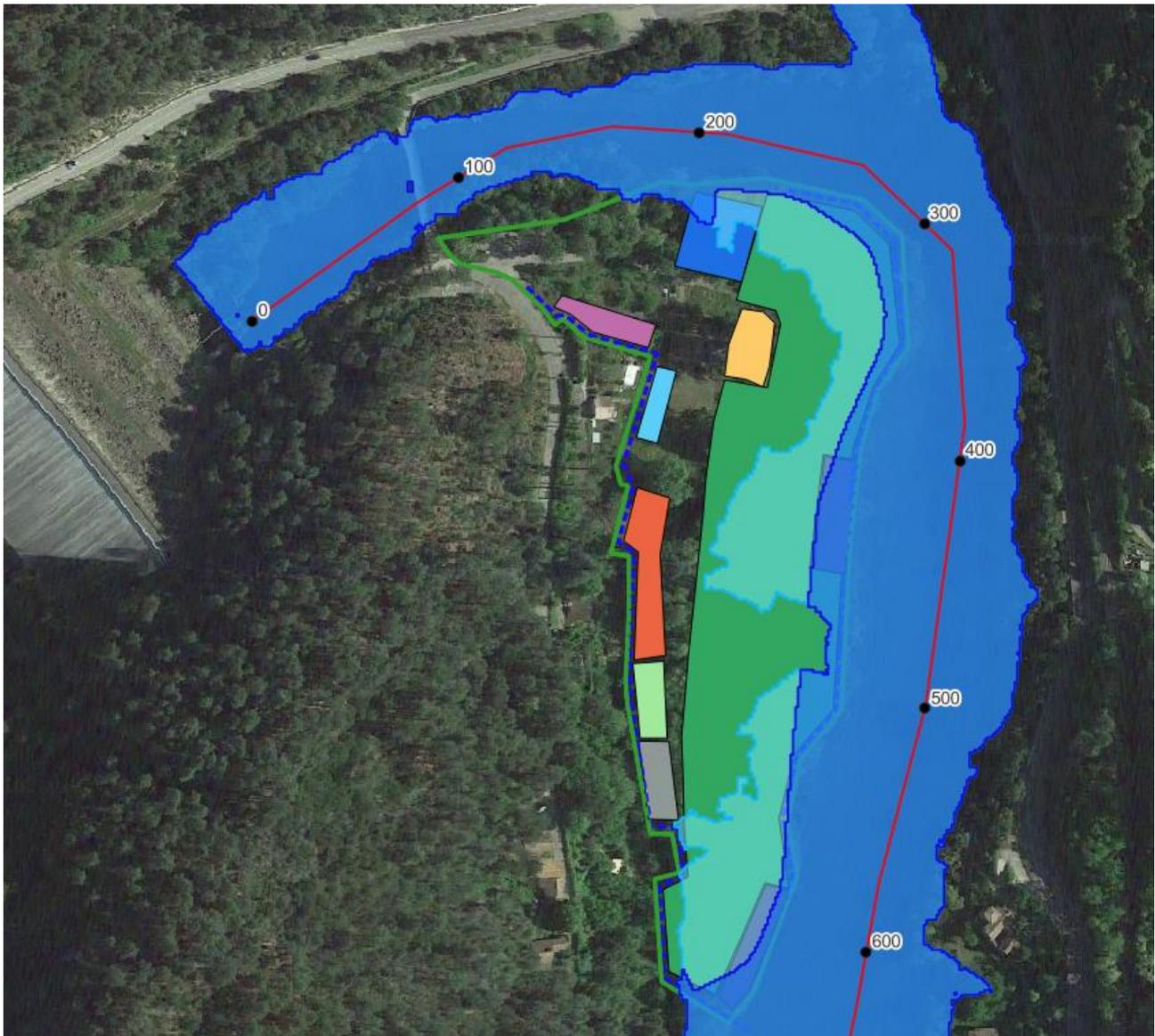


Figure 186 : Emprise de la crue centennale avec le stock de matériau (en bleu foncé) et sans (en bleu clair)

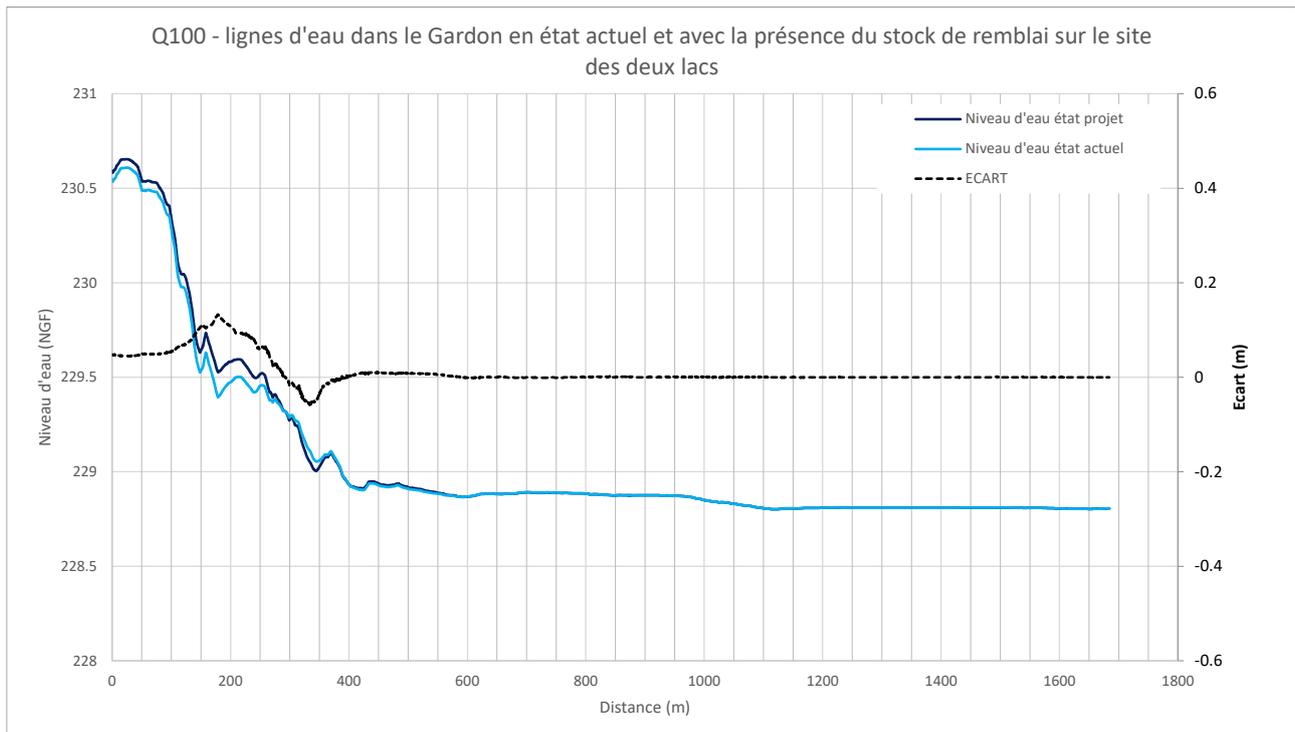


Figure 187 : Impact hydraulique pour Q100 du stock de matériaux sur le site des deux lacs

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, granulat d'apport pour le BCR, GNT...) et matériels.

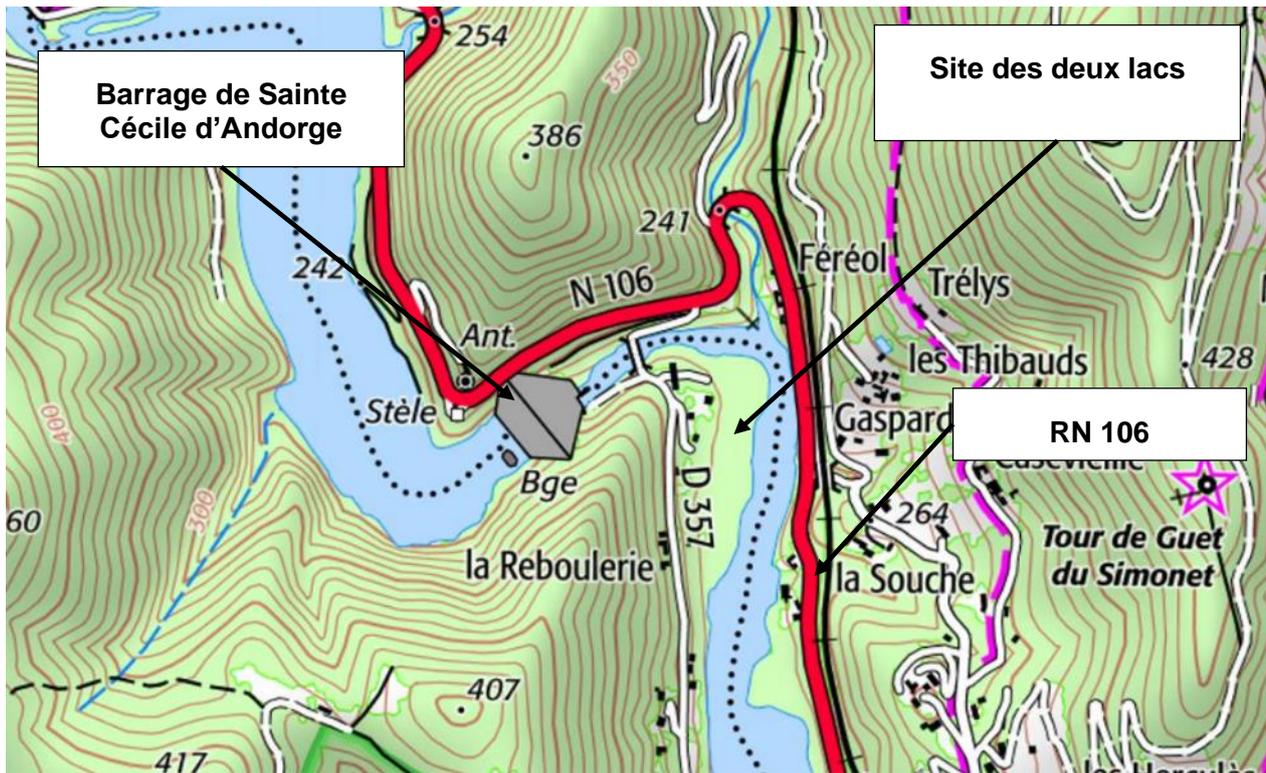


Figure 188 : Accès aux sites des travaux et des installations de chantier

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.

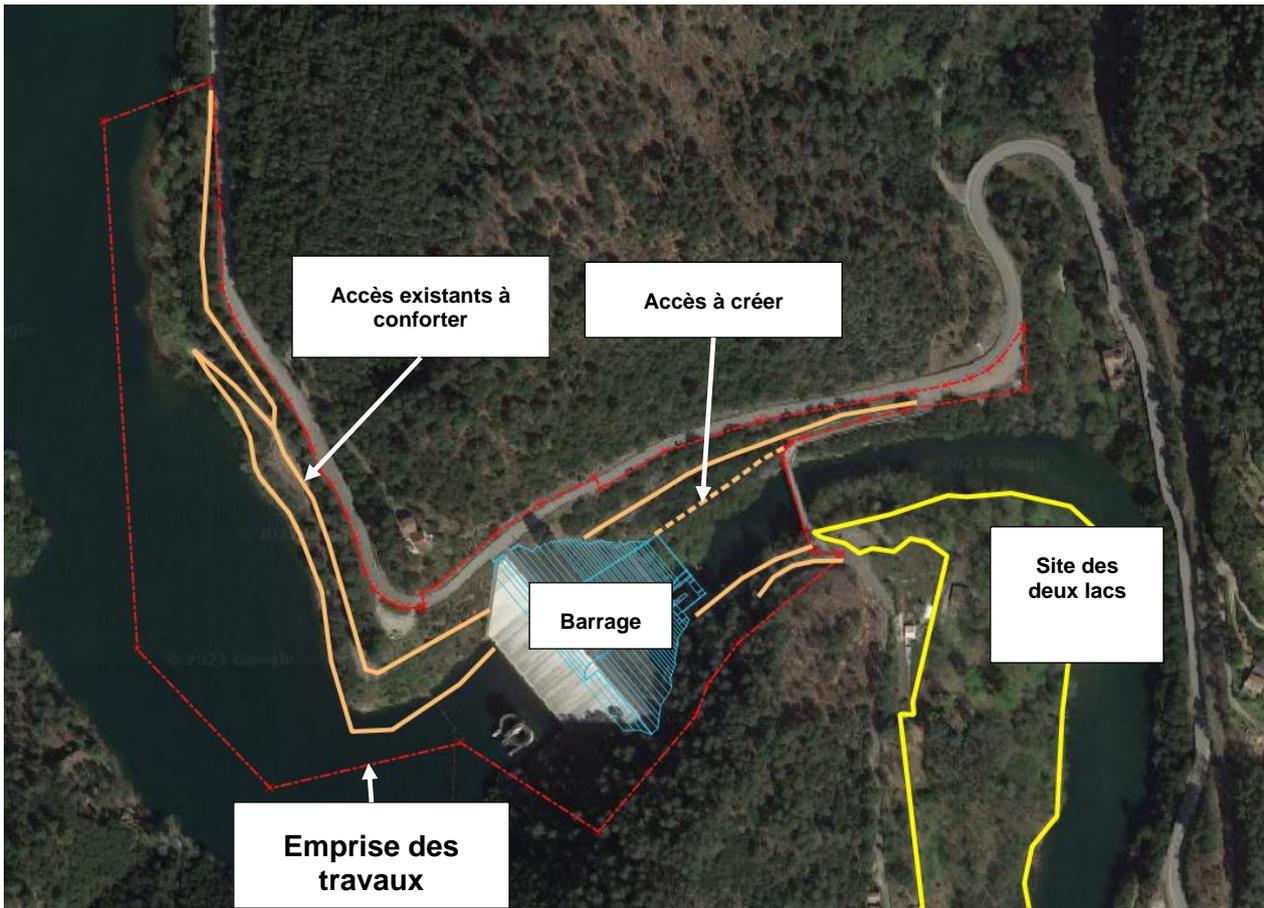


Figure 189 : Accès à l'intérieur de la zone des travaux

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.

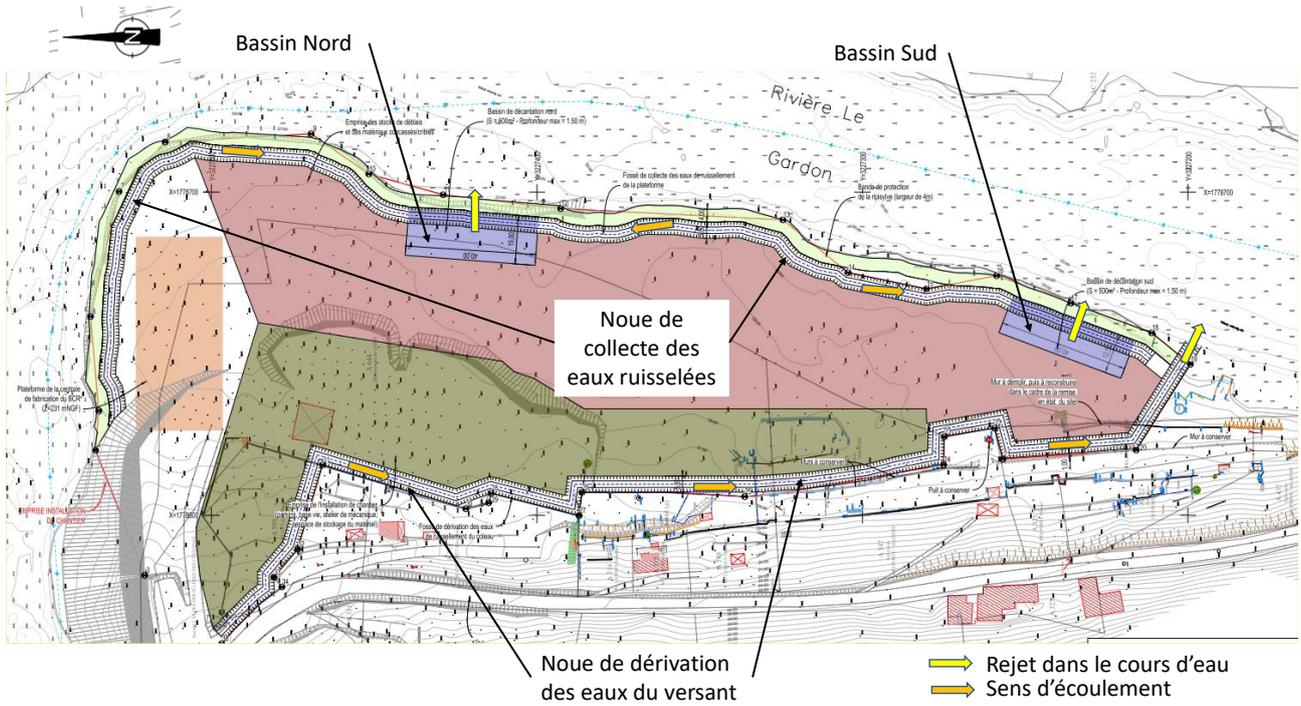


Figure 191 : Implantation des bassins et des noues sur le site des deux lacs

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.

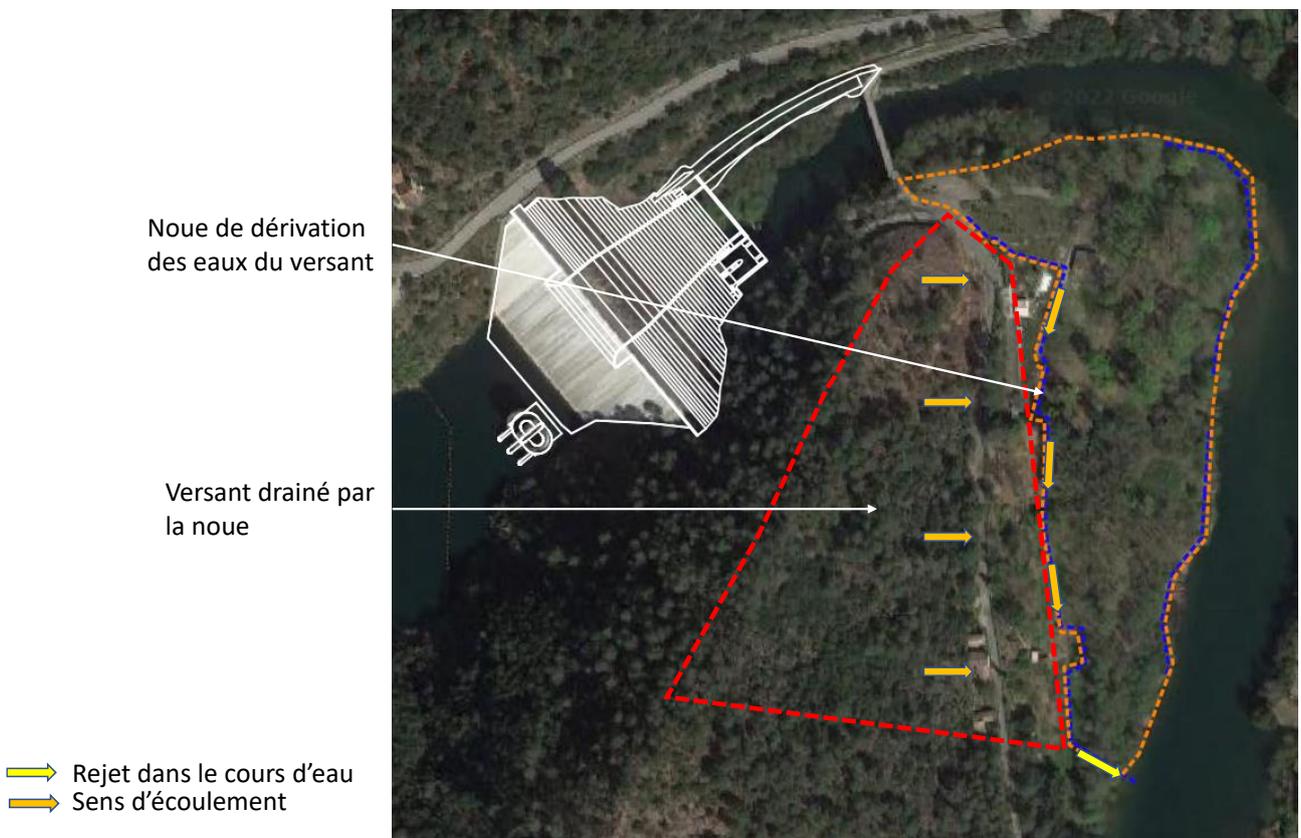


Figure 192 : Versant drainé par la noue de dérivation

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

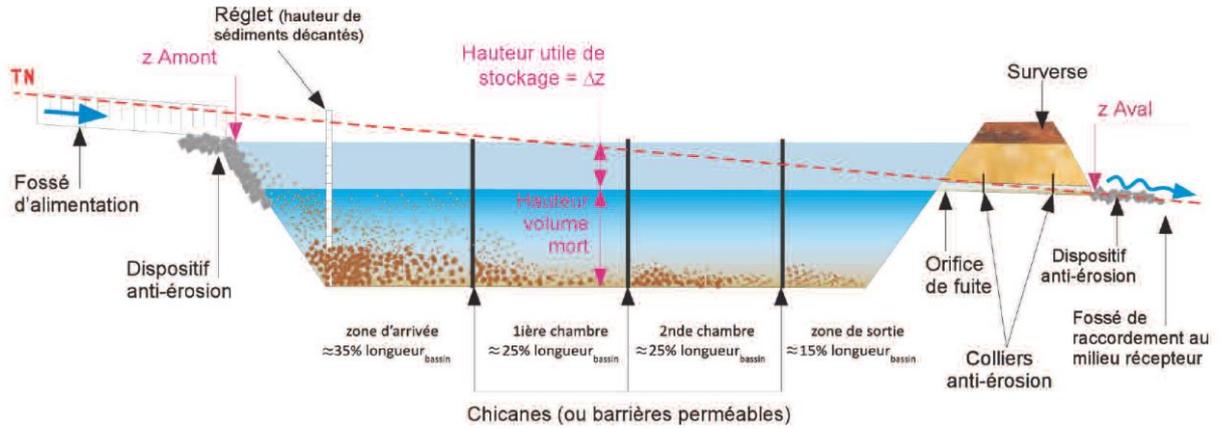


Figure 193 : Coupe-type d'un bassin de décantation (source : [21])

© 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 : Installation de la membrane et travaux associés (nécessite l'abaissement du plan d'eau de Sainte Cécile d'Andorge)</p>
3 – RN106		<p>Mars : Période de préparation. Avril à juillet : 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 dévoyer 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 dévoyé 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.