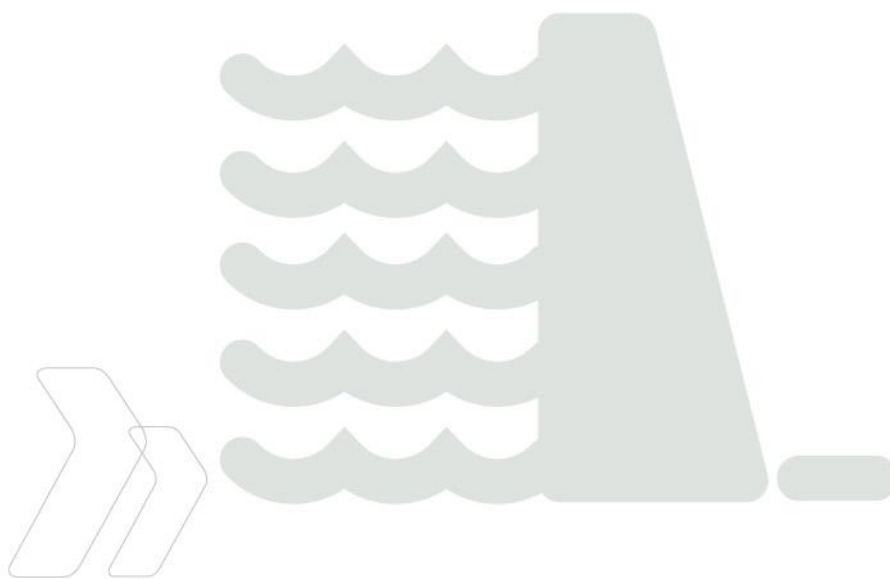


Barrages



REHAUSSE ET MISE EN CONFORMITE DE L'EVACUATEUR DE CRUE DU BARRAGE DE E. COTULE PROJET - Rapport principal



Rapport n° : 21F-069-RM-10

Révision n° : C

Date : 31/07/2025

Rapport

Votre contact :

Akim SALMI

salmi@isl.fr



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

ISL
Ingénierie

Visa

Document verrouillé du 31/07/2025.

Révision	Date	Auteur	Chef de Projet	Superviseur	Commentaire
A	26/04/2023	CPL	CPL	ASA	
B	08/09/2023	CPL	CPL	ASA	Prise en compte des remarques du SCSOH
C	31/07/2025	CPL	CPL	ASA	

ASA : SALMI Akim

CPL : PLASSE Claire

Rapport ISL
21F-069-RM-10
Revision C
Rehausse et mise en conformité de l'évacuateur
<http://www.isl.fr/r.php?c=224500>



SOMMAIRE

1	CONTEXTE ET OBJECTIFS DE L'ETUDE	1
1.1	CONTEXTE DE L'ETUDE	1
1.2	OBJET DU RAPPORT	2
1.3	RAPPORTS ANNEXES	2
1.4	PIECES GRAPHIQUES DU CAHIER DE PLANS	3
2	FICHE SYNOPTIQUE	4
2.1	CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE	4
2.2	SCHEMA DES VANNES EN SERVICE	6
3	PRESENTATION DE L'EVACUATEUR DE CRUES EXISTANT	7
3.1	GEOMETRIE ET DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES	7
3.1.1	PREAMBULE	7
3.1.2	SEUIL FRONTAL	7
3.1.3	CHENAL DE L'EVACUATEUR DE CRUES	8
3.1.4	SAUT DE SKI ET BASSIN DE RECEPTION	15
3.2	COMPARAISON DES DISPOSITIONS PRISES PAR RAPPORT A UNE CONCEPTION « MODERNE »	16
3.3	DESORDRES OBSERVES SUR L'EVACUATEUR	18
4	COLLECTE ET SYNTHESE DES DONNEES EXISTANTES	20
4.1	PREAMBULE	20
4.2	LOI HAUTEUR-VOLUME	20
4.3	ARRETES PREFECTORAUX	21
4.4	RAPPORT DE CONTROLE	21
4.5	ETUDES REALISEES DEPUIS LA CONSTRUCTION	21
4.6	ETUDES REGLEMENTAIRES	22
4.7	ETUDES DE CONCEPTION INITIALES DE L'OUVRAGE	24
4.7.1	PREAMBULE	24
4.7.2	ETUDES INITIALES D'AVANT-PROJET	24
4.7.3	ETUDES INITIALES DE PROJET	24

4.7.4	DOCUMENTS D'EXECUTION	26
4.8	RECONNAISSANCES TOPOGRAPHIQUES	27
4.9	RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES	27
5	ANALYSE DES ELEMENTS GEOLOGIQUES	28
5.1	CONTEXTE GEOLOGIQUE GENERAL	28
5.2	CONTEXTE GEOLOGIQUE LOCAL	28
5.2.1	FONDATION DU BARRAGE EXISTANT	28
5.2.2	LOCALISATION DES AFFLEUREMENTS	30
5.3	RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES	30
5.3.1	CAMPAGNE DE 2019	30
5.3.2	CAMPAGNE DE 2021	31
5.4	BILAN DES RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES DE 2019 ET 2021	32
6	HYDROLOGIE DES CRUES ET FONCTIONNEMENT HYDRAULIQUE ATTENDU	35
6.1	HYDROLOGIE DES CRUE	35
6.2	FONCTIONNEMENT HYDRAULIQUE ATTENDU	36
7	DESCRIPTION DES TRAVAUX	38
7.1	PRESENTATION GENERALE DES TRAVAUX	38
7.2	SEUIL LABYRINTHE	38
7.2.1	IMPLANTATION	38
7.2.2	CARACTERISTIQUES GENERALES ET DIMENSIONNEMENT HYDRAULIQUE	38
7.2.3	COUPE-TYPE	40
7.2.4	LABYRINTHE	41
7.2.5	APPUIS DU LABYRINTHE	41
7.2.6	ETANCHEITE EN FONDATION DU SEUIL LABYRINTHE	44
7.2.7	BATARDEAU DU SEUIL LABYRINTHE	45
7.3	RECALIBRAGE DU COURSIER EN BETON	47
7.3.1	PREAMBULE	47
7.3.2	DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES GENERALES	47
7.3.3	MESURES DESTINEES A REDUIRE LES SOUS-PRESSIONS :	49
7.3.4	MESURES DESTINEES A AUGMENTER LA RESISTANCE AU SOULEVEMENT	52

7.3.5	LIAISON ENTRE VIEUX BETON ET BETON EN PLACE	54
7.3.6	CALAGE DES BAJOYERS	54
7.3.7	TERRASSEMENT EN RIVE GAUCHE	55
7.4	TIRANT D'AIR SOUS LA PASSERELLE ET LA CONDUITE	56
7.4.1	CALAGE ALTIMETRIQUE	56
7.4.2	CARACTERISTIQUES DU PONT	57
7.4.3	CARACTERISTIQUES DE LA CONDUITE	58
7.5	MODIFICATION DU SAUT DE SKI (PLOT 21)	60
7.5.1	CONFORTEMENT ET PROLONGEMENT DU SAUT DE SKI	60
7.5.2	RECEPTION DU SAUT DE SKI	61
7.6	FERMETURE TOPOGRAPHIQUE	63
7.6.1	PREAMBULE	63
7.6.2	REHAUSSE DU MURET PARE-VAGUE	63
7.6.2.1	Muret actuel	63
7.6.2.2	Rehausse du muret pare-vague	64
7.6.3	FERMETURE TOPOGRAPHIQUE EN RIVE GAUCHE ENTRE L'EVACUATEUR ET LE BARRAGE	66
7.6.4	FERMETURE TOPOGRAPHIQUE EN RIVE DROITE	68
7.6.5	FERMETURE TOPOGRAPHIQUE DU CHENAL SITUE EN AMONT DU COURSIER BETON	68
7.7	DEVOIEMENT DE CONDUITES	69
7.8	LOCAUX TECHNIQUES	70
7.9	MODIFICATION DU MAT OSCILLANT	72
8	PHASE CHANTIER	73
8.1	ACCES AU CHANTIER DEPUIS LE RESEAU ROUTIER PRINCIPAL	73
8.2	INSTALLATIONS ET ZONE DE STOCKAGE	74
8.3	GESTION DES CRUES EN PHASE CHANTIER ET PLANNING	75
8.3.1	PHASAGE DU CHANTIER	75
8.3.2	NATURE DU RISQUE EN PHASE CHANTIER	75
8.3.3	GESTION DES CRUES EN PHASE CHANTIER	76
8.3.4	DOCUMENT D'ORGANISATION EN PHASE TRAVAUX	77
8.3.5	PLANNING DES TRAVAUX	78
9	MONTANT DES TRAVAUX	80

TABLE DES FIGURES

Figure 1 : vue générale du site (Hubble aerial data).....	1
Figure 2 : Schéma des vannes.....	6
Figure 3 : Seuil et fossé d'évacuation des premières surverses	8
Figure 4 : Dalles du coursier béton	10
Figure 5 : Chenal simplement excavé au rocher, avec caniveau central et talus en enrochements (2)	10
Figure 6 : Chenal excavé au rocher, avec remblais grossiers disposés derrière le bajoyer rive droite	10
Figure 7 : Coursier en béton, avec présence de bajoyers avec semelles en rives droite et gauche	11
Figure 8 : Coursier avec un radier et des bajoyers avec semelles en béton.....	11
Figure 9 : Coursier avec bajoyers et radier en béton (4).....	11
Figure 10 : Ferrailage des bajoyers dans la partie du coursier excavé au rocher - Plan de projet	12
Figure 11 : Ferrailage du radier et des bajoyers dans le coursier bétonné (à gauche dans la partie amont du coursier bétonné, à droite dans sa partie aval) - Plan de projet.....	12
Figure 12 : Profil en long du radier au raccord avec le coursier béton - Plan de projet	13
Figure 13 : Coupe type du radier béton - Plan de projet.....	13
Figure 14 : Profil en long du radier béton - Plan de projet	14
Figure 15 : Saut de ski – Plan de projet	15
Figure 16 : Profil en long du saut de ski	15
Figure 17 : Endommagement du coursier de l'évacuateur de Medjez B'Gar (source ISL).....	17
Figure 18 : Endommagement du coursier de l'évacuateur du barrage d'Oroville (source FERC) ..	18
Figure 19 : évacuateur existant.....	19
Figure 20 : Modèle topographique 3D	27
Figure 21 : Carte géologique simplifiée de la Corse (J. Delmotte, d'après Rossi, 2000).....	28
Figure 22 : Extrait de la carte géologique de Calvi (BRGM 1/50000).....	29
Figure 23 : Extrait de la carte géologique du site avant décapage (SOMIVAC, 1977)	30
Figure 24 : Exemple des différents degrés d'altération rencontrés sur le site	34
Figure 25 : Bassin versant du Regino	35
Figure 26 – Loi hauteur/débit de l'EVC – Comparaison modèle vs formules	39
Figure 27 : Coupe seuil labyrinthe.....	40
Figure 28 : Vue en plan de détail du seuil	41
Figure 29 : Talus rocheux à terrasser à l'aval du seuil	42
Figure 30 : Ancrage du labyrinthe en rive gauche	42
Figure 31 : Fermeture du labyrinthe en rive droite.....	43
Figure 32 : enrochements en aval immédiat du labyrinthe	43

Figure 33 : Profil en long géotechnique sous le seuil labyrinthe	44
Figure 34 : principe des injections P, S, T	45
Figure 35 : Localisation de la passe batardable	46
Figure 36 : Elévation amont de la passe batardable.....	46
Figure 37 : Profil en travers type du coursier conforté de l'évacuateur de crues.....	47
Figure 38 : Profil en travers type du coursier conforté au droit d'un joint interplots	48
Figure 39 : Réseau de drainage du coursier	50
Figure 40 : Regard d'inspection du réseau de drainage	51
Figure 41 : Détail du raccordement entre les plots	52
Figure 42 : goujons coulissants.....	53
Figure 43 : Détail d'un ancrage du coursier.....	54
Figure 44 : Localisation du sciage du radier.....	55
Figure 45 : Conduite et passerelle	56
Figure 46 : Passerelle et conduite.....	57
Figure 47 : Schéma de principe des chicanes.....	58
Figure 48 : Schéma de la conduite traversant l'EVC	59
Figure 49 : Schéma de principe de l'échancrure pour le passage de la nouvelle conduite	59
Figure 50 : Détail du raccordement au saut de ski	60
Figure 51 : trajectoires du modèle hydraulique 3D	61
Figure 52 : Emprise des terrassements du bassin de réception	62
Figure 53 : Zone de réception	62
Figure 54 : Coupe type du muret pare-vague - Plan de projet de la construction	63
Figure 55 : Muret pare-vague (rive gauche)	64
Figure 56 : Mur pare-vague selon PROJET	64
Figure 57 : Mur en gabions sur les rives	65
Figure 58 : Fermeture topographique entre le seuil labyrinthe et la crête	66
Figure 59 : mur en L entre le seuil labyrinthe et la crête	66
Figure 60 : Tracé du mur entre le barrage et l'évacuateur.....	67
Figure 61 : Franchissement du mur en gabion par la piste.....	67
Figure 62 : Fermeture en rive droite.....	68
Figure 63 : Secteur à remblayer.....	68
Figure 64 : Localisation des conduites existantes à proximité du seuil labyrinthe.....	69
Figure 64 : Localisation des conduites existantes à proximité du coursier bétonné	70
Figure 64 : Locaux techniques (pour aération à droite)	71
Figure 65 : Accès au barrage depuis Poggio par la piste en rive gauche	73
Figure 66 : Accès au barrage depuis Regino par la RD113 en aval de la retenue.....	73

Figure 67 : Pistes d'accès au chantier depuis les installations de chantier	75
Figure 68 : Gain hydraulique en arasant le merlon rocheux	75

TABLE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Documents annexes joints au PROJET	2
Tableau 2 : Liste des plans	3
Tableau 3 : Tronçons du coursier béton	9
Tableau 4 : Reconnaissances effectuées en 2019 (ERG)	31
Tableau 5 : Sondages carottés réalisés en 2021 (ERG)	32
Tableau 6 : Fouille à la pelle réalisées en 2021 (ERG)	32
Tableau 7 : Classification du degré d'altération de la masse rocheuse (SIMR)	33
Tableau 8 : Caractéristiques du bassin versant	35
Tableau 9 : Débits laminés	36
Tableau 10 : Cotes et revanches caractéristiques	37
Tableau 11 : Caractéristiques du seuil labyrinthe	38
Tableau 12 – Débits calculés par modèle 3D	39
Tableau 13 : Synthèse des côtes et run-up	65
Tableau 15 : Réévaluation du laminage dans la retenue	76
Tableau 16 : DQE des travaux	81

1 CONTEXTE ET OBJECTIFS DE L'ETUDE

1.1 CONTEXTE DE L'ETUDE

Le barrage d'E Cotule est un barrage de classe A en enrochements de 28 m de hauteur avec un dispositif d'étanchéité par un DEG (géomembrane) disposé sur le parement amont. Il a été mis en service en 1984. Il a été conçu pour alimenter l'usine de potabilisation, positionnée à l'aval direct du barrage, et pour l'irrigation. Il est implanté sur le Régino, juste à la confluence avec un thalweg secondaire : le ravin de Padule.

L'orthophoto suivante présente le site de l'aménagement.

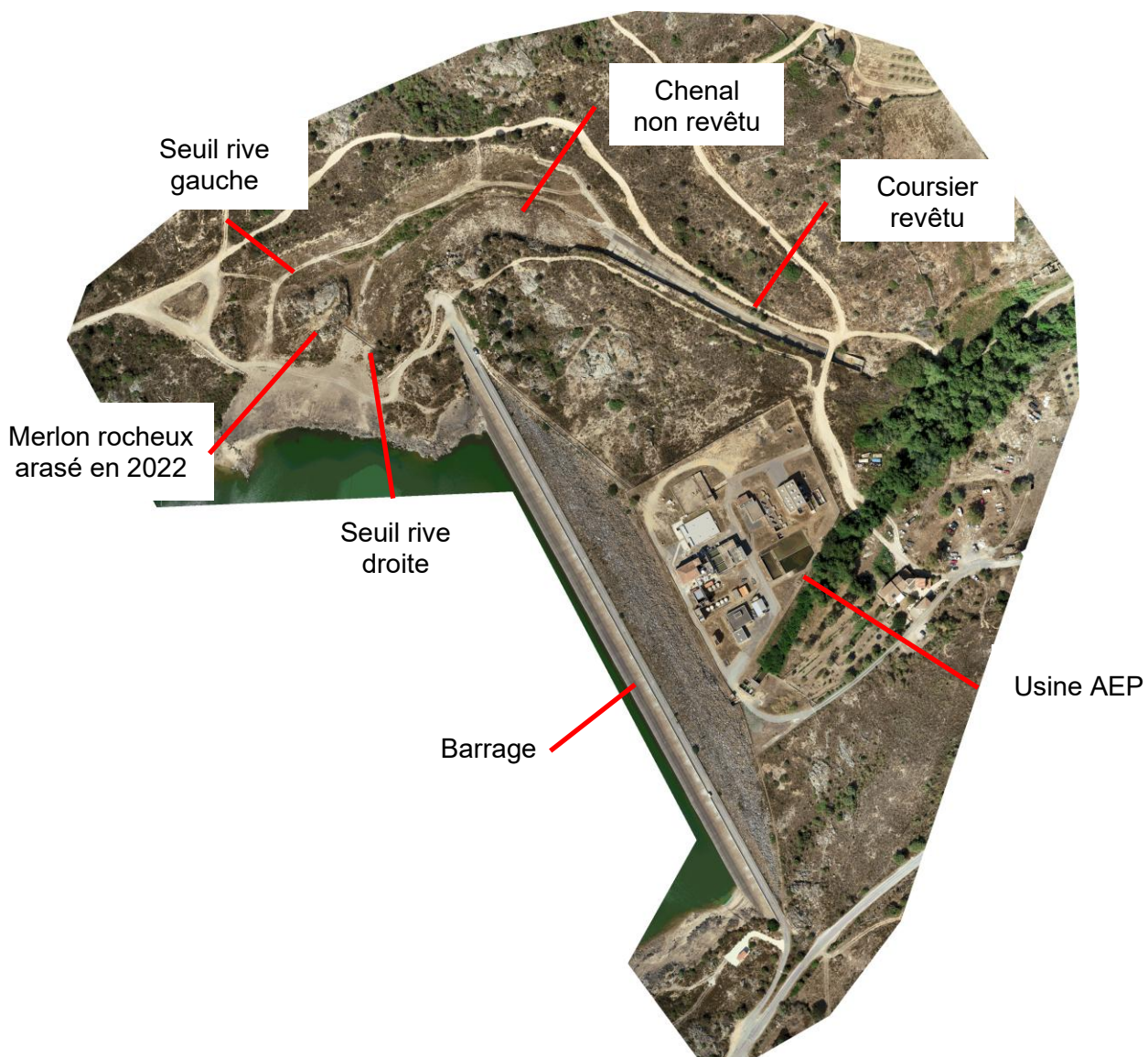


Figure 1 : vue générale du site (Hubble aerial data)

L'évacuation des crues est assurée par un déversoir à seuil libre en rive gauche, alimentant un coursier excavé au rocher à l'amont puis un canal bétonné en aval, terminé par un saut de ski. Il a été dimensionné pour évacuer une crue de 300 m³/s de débit de pointe après laminage. Cette capacité est aujourd'hui estimée insuffisante aux regards de la réglementation actuelle.

Par ailleurs, les différentes visites et l'analyse réalisée par ISL ont montré que les dispositions techniques retenues et les désordres affectant l'évacuateur ne permettaient pas d'évacuer le débit de dimensionnement historique selon les standards de sécurité en vigueur.

Il apparaît donc nécessaire de réaliser des travaux de mise en conformité de l'évacuateur de crues.

Dans le cadre de cette mise en conformité, l'OEHC prévoit également une rehausse du seuil fixant la retenue normale de +1,7 m afin d'accroître le volume stockable par la retenue et répondre aux futurs besoins d'alimentation en eau de la région.

1.2 OBJET DU RAPPORT

Le présent rapport s'inscrit dans le cadre du marché de la maîtrise d'œuvre pour la mise en conformité de l'évacuateur de crues du barrage d'E Cotule.

Il présente le rapport principal de PROJET des travaux associés au confortement et à la rehausse de l'évacuateur de crues.

1.3 RAPPORTS ANNEXES

Six documents annexes sont également joints à ce rapport. Leurs références et contenus sont précisés dans le tableau suivant.

Tableau 1 : Documents annexes joints au PROJET

Référence	Indice	Contenu
21-069-RM-11_PRO_ANNEXE_1_MH3D	B	Ce rapport présente la modélisation hydraulique 3D et ses conclusions. Il a été réalisé dans le cadre du PROJET.
21F-069-PRO_ANNEXE_2_PLANS_A	B	Ce document regroupe tous les plans du PROJET.
21-069-RM-12_PRO_ANNEXE_3_G2-PRO	B	Ce rapport présente les reconnaissances et les justifications par le calcul de certaines dispositions particulières de G2-PRO : • Calculs des ancrages du coursier • Stabilité du seuil labyrinthe • Stabilité du plot du saut de ski
21-069-RM-12_PRO_ANNEXE_4_PARE-VAGUE	A	Ce rapport présente l'étude de stabilité du mur pare-vague en considérant les sollicitations dynamiques induites par les vagues.
21F-069-RM6_HYDROLOGIE	B	Ce rapport présente l'étude hydrologique réalisée entre la phase AVP et la phase PROJET.
21F069-RM5_A_ALTERNATIVES	A	Ce rapport présente une étude d'alternatives réalisée avant la phase AVP.
Reconnaissances géotechniques de 2019 et 2021	A	Cette annexe comprend : • le rapport d'ERG relatif aux reconnaissances réalisées à la demande d'ISL en 2021 • les logs des reconnaissances réalisées en 2019 (il n'existe pas de rapport de synthèse)

1.4 PIECES GRAPHIQUES DU CAHIER DE PLANS

Le tableau suivant présente les pièces graphiques insérées en annexes.

Tableau 2 : Liste des plans

Référence	Objet	Description
21F-069_PRO_EVC_001	Evacuateur existant	Vue en plan
21F-069_PRO_EVC_002	Evacuateur PROJET	Vue en plan générale
21F-069_PRO_EVC_100	Seuil labyrinthe	Vue en plan
21F-069_PRO_EVC_101	Seuil labyrinthe	Profil géologique et élévation
21F-069_PRO_EVC_102	Seuil labyrinthe	Coupes
21F-069_PRO_EVC_200	Coursier	Vue en plan
21F-069_PRO_EVC_201	Coursier	Profil en long et coupes géologique
21F-069_PRO_EVC_202	Coursier	Profil en long et détails
21F-069_PRO_EVC_203	Coursier	Profils en travers
21F-069_PRO_EVC_300	Barrage	Rehausse du mur pare-vague
21F-069_PRO_EVC_400	Coursier	Modèle hydraulique 3D

2 FICHE SYNOPTIQUE

2.1 CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE

Nota : ce paragraphe est extrait de l'AVP ISL de 2021.

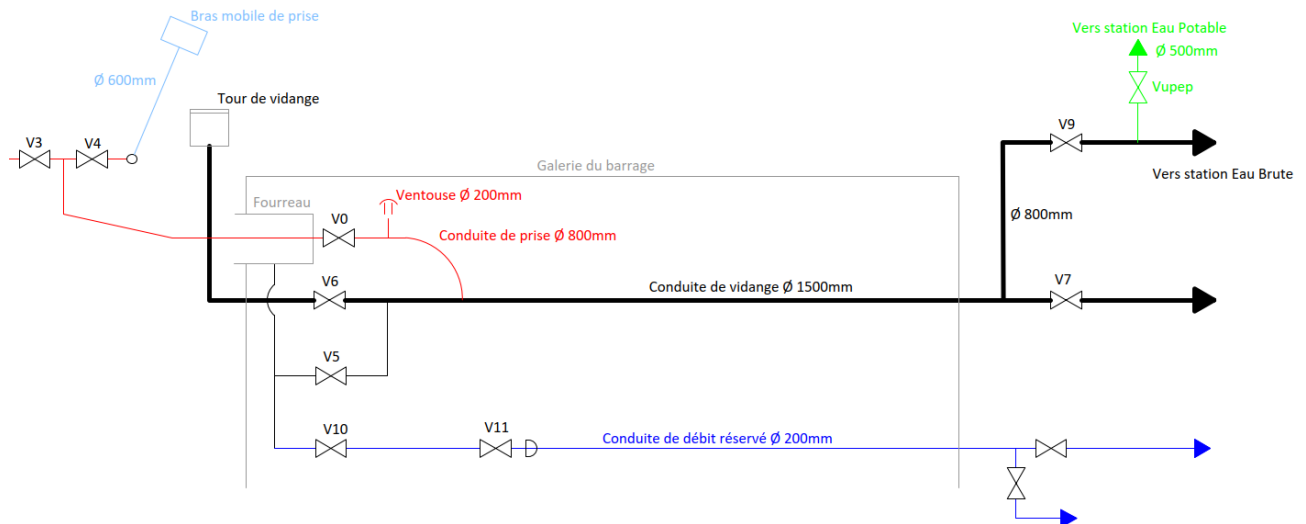
La fiche synoptique du Barrage d'E Cotule est insérée ci-après.

CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DE L'OUVRAGE	
Type	Digue en enrochements avec dispositif d'étanchéité par géomembrane en parement amont Volume de la digue = 370 000 m ³
Fonctions	Usages prioritaires : Irrigation et alimentation en eau potable Utilisation secondaire : Lutte contre les incendies
Années de début et fin de construction	1979 - 1984
Année de mise en eau	1984
Terrain de fondation	Granite plus ou moins décomprimé en surface et sain en profondeur
Hauteur au-dessus du TN aval	28 m
Longueur en crête	460 m (crête rectiligne)
Largeur en crête	5 m
Largeur maximale au niveau du TN	95 m
Fruit du parement amont	1,7H / 1V
Fruit du parement aval	1,5H / 1V
Cote de la crête	116 m NGF Muret pare-vague de : 0,65 m de hauteur (Cote=116,65 m NGF) d'après les plans de construction 0,5 à 0,6 m de hauteur d'après les levés topographiques et de terrain réalisés en 2021
HYDROLOGIE et RETENUE	
Bassin versant	42 km ²
Rivières	Le Régino et le Padule
Cote exceptionnelle (PHE)	116,95 m NGF
Cote de la RN	112,8 m NGF
Cote minimale d'exploitation	95 m NGF
Surface / Volume sous la cote RN	80 ha / 6,9 hm ³ sous une cote de RN de 112,8 m NGF
Débit décennal	579 m ³ /s

OUVRAGES HYDRAULIQUES	
Evacuateur de crue	• Déversoir principal à seuil libre calé à 112,84 m NGF, de largeur 30 m • Seuil secondaire calé à 112,94 m NGF, de largeur 30 m • Coursier excavé au rocher à l'amont de 200 m de longueur et de largeur variant de 60 m à 19 m • Coursier bétonné à l'aval de 150 m de longueur et de largeur variant de 19 m à 8 m • Pente du coursier : 1 % dans la partie amont, puis comprise entre 6 et 16 %
Ouvrage de vidange	• Tour de vidange crépinée, seuil à la cote 95 m NGF • Conduite en acier, enrobée de béton, de diamètre intérieur 1500 mm, localisée sous le radier de la galerie centrale • Vanne de diamètre 1500 mm à la cote 89,40 m NGF, au pied de la tour de vidange, à l'intérieur de la chambre amont • Vanne de vidange de diamètre 1000 mm à l'aval du barrage • Débit maximal de la vidange : 12 m³/s • Durée de la vidange : 8 jours
Ouvrage de prise d'eau	• Mas oscillant immergé remplaçant l'ancienne tour de prise • Bras du mas oscillant : conduite de diamètre intérieur 600 mm, raccordée à une conduite de diamètre intérieur 800 mm à la cote 98 m NGF • Conduite en acier, enrobée de béton, de diamètre intérieur 1500 mm, localisée sous le radier de la galerie centrale, conduite unique prise d'eau/vidange • Vanne de garde V7 de diamètre 1500 mm dans la chambre des vannes amont • Piquage sur la conduite de diamètre 1500 mm vers la station de pompage d'eau brute et l'usine de traitement à l'aval du barrage

2.2 SCHEMA DES VANNES EN SERVICE

Le schéma suivant présente les différentes vannes.



- V0: Vanne de garde de la prise d'eau DN 800mm - Commande manuelle -
- V3: Vanne de prise DN 800mm
- V4: Vanne de prise hydromobil
- V5: Vanne de vidange fourreau DN 500mm - Commande manuelle -
- V6: Vanne de garde de la vidange DN 1500mm - Commande hydraulique -
- V7: Vanne de réglage de la vidange DN 1500mm - commande électrique -
- V9: Vanne de départ du réseau Eau Brute DN 800mm - commande électrique -
- V10: Vanne de garde débit réservé DN 200mm - Commande manuelle -
- V11: Vanne de réglage débit réservé DN 200mm - Commande manuelle -
- Vupeg: Vanne de départ UPEP - commande électrique -

Figure 2 : Schéma des vannes

3 PRESENTATION DE L'EVACUATEUR DE CRUES EXISTANT

Nota : ce paragraphe est extrait de l'AVP ISL de 2021. La seule modification concerne la mention des travaux d'arasement du merlon rocheux réalisés en 2022 (cf. § 3.1.2).

3.1 GEOMETRIE ET DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

3.1.1 PREAMBULE

Le chapitre suivant décrit les spécificités de l'évacuateur de crues existant du barrage d'E Cotule.

L'évacuateur de crue est classiquement fondé au rocher en rive gauche et passe relativement au large ce qui sécurise le barrage en cas de désordres affectant l'évacuateur (rupture du bajoyer de rive droite, soulèvement de dalle).

Il est constitué, de l'amont vers l'aval de :

- un seuil libre à entonnement frontal,
- un chenal simplement excavé au rocher, puis délimité par deux bajoyers en béton
- un coursier en béton,
- un saut de ski et son bassin de dissipation.

Les spécificités de chaque élément sont détaillées dans les paragraphes suivants.

3.1.2 SEUIL FRONTAL

Le seuil libre à entonnement frontal, est constitué de deux parties de 30 m de longueur au total et séparées par un merlon rocheux (arasé en 2022). Il déverse à la cote 112,84 m NGF sur sa partie droite (seuil principal) et à 112,94 m NGF sur sa partie gauche (seuil secondaire).



Seuil principal (à droite) (1) (Vue vers l'amont)



Seuil secondaire (à gauche) (1) (Vue vers l'aval)

Les deux seuils sont bien visibles mais peu marqués par rapport au TN amont. La cote de débordement peut être affectée par les dépôts. Par rapport au TN aval, sa hauteur est d'environ 60 cm sur sa partie droite et 30 cm sur sa partie gauche.

Les premiers déversements sont drainés par un canal creusé au rocher, sur la passe de droite, au pied aval du seuil.

La figure suivante présente une coupe issue des plans projet (datant de 1980).

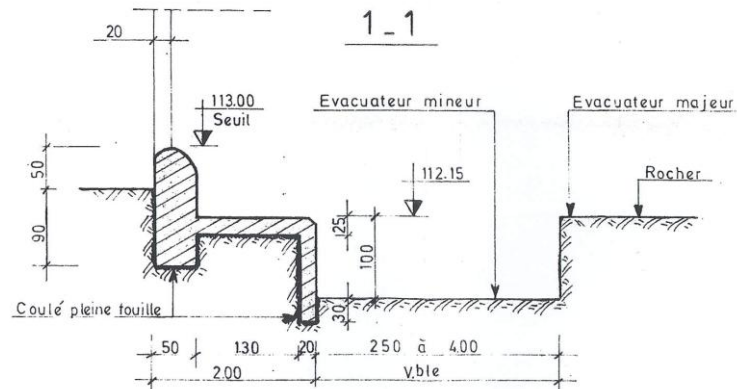


Figure 3 : Seuil et fossé d'évacuation des premières surverses

3.1.3 CHENAL DE L'ÉVACUATEUR DE CRUES

Le chenal de l'évacuateur de crues est constitué :

- d'un chenal simplement excavé au rocher, de 60 m de largeur, de 1,0 % de pente, avec un caniveau central surcreusé de 1 m sur 3 m de largeur, sur 150 ml environ,
- d'un chenal excavé au rocher mais bordé par deux bajoyers en béton, dont la largeur se réduit progressivement de 60 m à 19 m, au fur et à mesure de l'augmentation de la pente, sur 50 ml environ,
- d'un coursier en béton constitué d'un radier et deux bajoyers, dont la largeur se réduit progressivement de 19 m à 8 m, au fur et à mesure de l'augmentation de la pente, sur 150 ml environ.

Les photographies suivantes illustrent ces 3 zones du chenal.



**Chenal simplement excavé au rocher (2)
(Vue vers l'aval)**



**Chenal excavé au rocher et bordé par des
bajoyers en béton (3) (Vue vers l'aval)**



Coursier en béton avec un radier et deux bajoyers (4) (Vue vers l'aval)

Le radier en béton est constitué par une mosaïque de dalles. L'orthophoto réalisée par drone a permis d'évaluer les caractéristiques de ces dalles. Le coursier en béton peut se diviser en 3 tronçons, dont les caractéristiques sont présentées dans le tableau suivant.

Tronçon	Dalles	Longueur en plan	Largeur	Pente	Tracé
1	3 dalles dans la largeur Largeur dalle comprise entre 3,5 et 6,8 m Longueur dalle comprise entre 4 et 5 m Surface dalle comprise entre 18 et 33 m ²	42 m	19 m à 12 m	16 %	Convergent
2	2 dalles dans la largeur Largeur dalle comprise entre 3,5 et 6,4 m Longueur dalle comprise entre 4 et 5 m Surface dalle comprise entre 17 et 31 m ²	28 m	12 m à 8 m	16 %	Convergent
3	1 dalles dans la largeur Largeur dalle de 8 m Longueur dalle comprise entre 8,9 et 10,6 m Surface dalle comprise entre 72 et 92 m ²	120 m	8 m	11 % sur 60 m puis 6 % sur 60 m	Rectiligne

Tableau 3 : Tronçons du coursier béton

Les dalles du coursier béton sont illustrées sur la figure ci-dessous.



Figure 4 : Dalles du coursier béton

La hauteur des bajoyers par rapport au coursier est comprise entre 2 et 4 m.

Les figures suivantes illustrent les coupes issues des plans projet (datant de 1980).

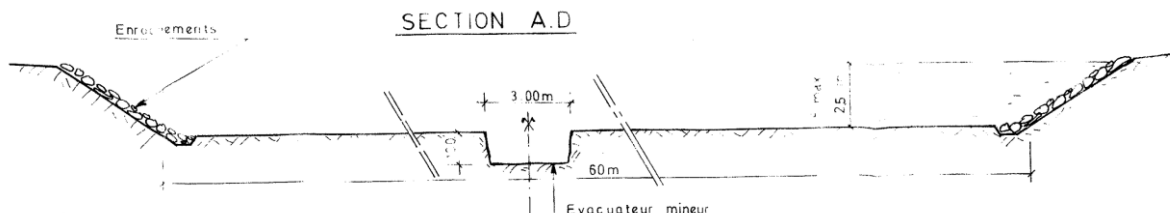


Figure 5 : Chenal simplement excavé au rocher, avec caniveau central et talus en enrochements (2)

Selon les observations, les talus excavés au rocher ne sont pas protégés par des enrochements ce qui paraît à postériori justifié (les enrochements n'auraient pas offert une meilleure protection que le rocher en place, même altéré).

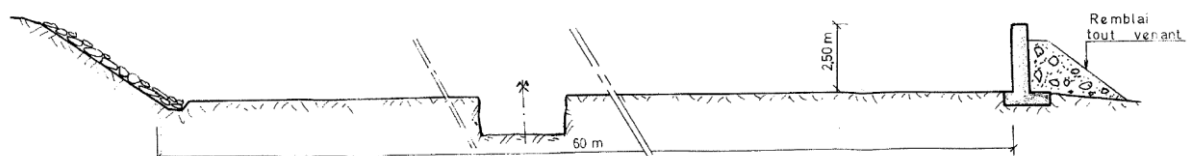


Figure 6 : Chenal excavé au rocher, avec remblais grossiers disposés derrière le bajoyer rive droite

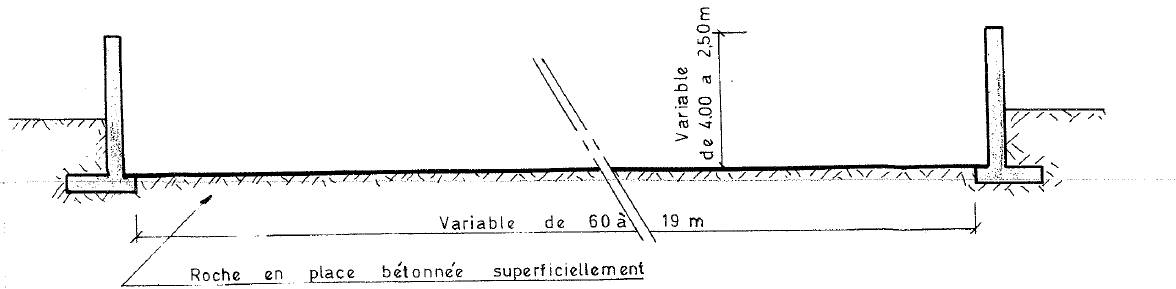


Figure 7 : Coursier en béton, avec présence de bajoyers avec semelles en rives droite et gauche

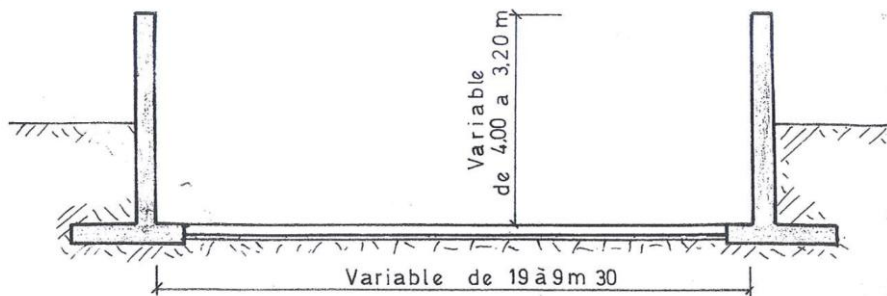


Figure 8 : Coursier avec un radier et des bajoyers avec semelles en béton

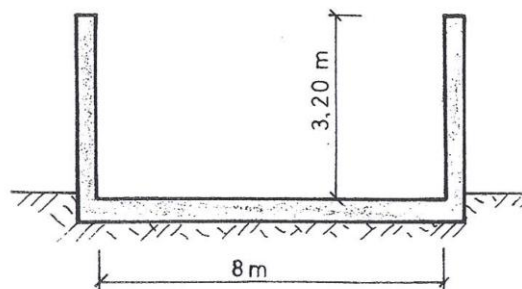


Figure 9 : Coursier avec bajoyers et radier en béton (4)

D'après les observations de terrain, contrairement aux plans, les voiles latéraux ont été remblayés à l'extérieur jusqu'en crête.

Aucun élément disponible ne permet d'avoir de renseignements sur les dispositions constructives adoptées lors de la construction de l'évacuateur de crues. Les plans de projet mentionnent les dispositions suivantes :

- **Epaisseur du coursier béton** : selon les sondages réalisés en 2021, l'épaisseur des radiers varie entre 10 cm (ce qui est particulièrement faible) et 30 cm.
- **Ferrailage du béton du coursier**

Aucun document disponible ne permet de vérifier la présence et la nature du ferrailage dans le béton du coursier (radier et voiles). Seuls des plans de projet ([88]) sont disponibles mentionnant le ferrailage prévu pour les voiles.

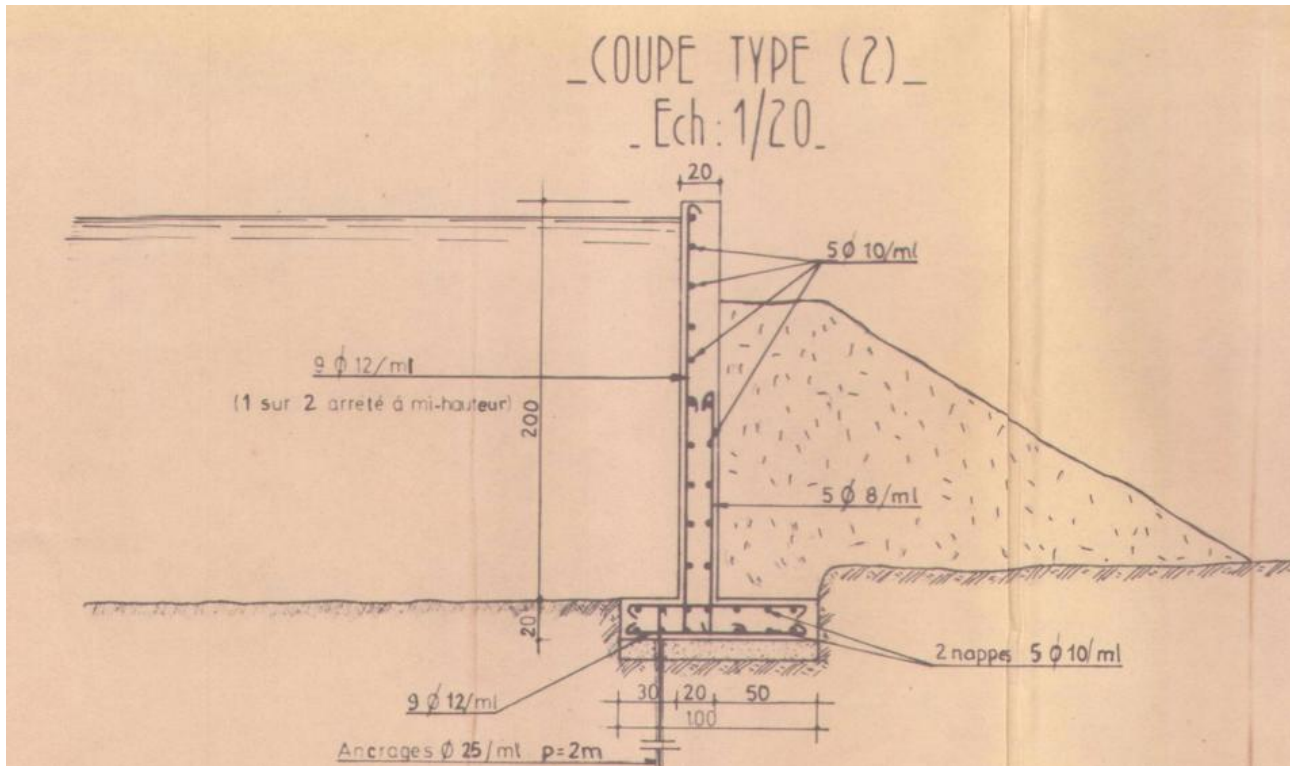


Figure 10 : Ferrailage des bajoyers dans la partie du coursier excavé au rocher - Plan de projet

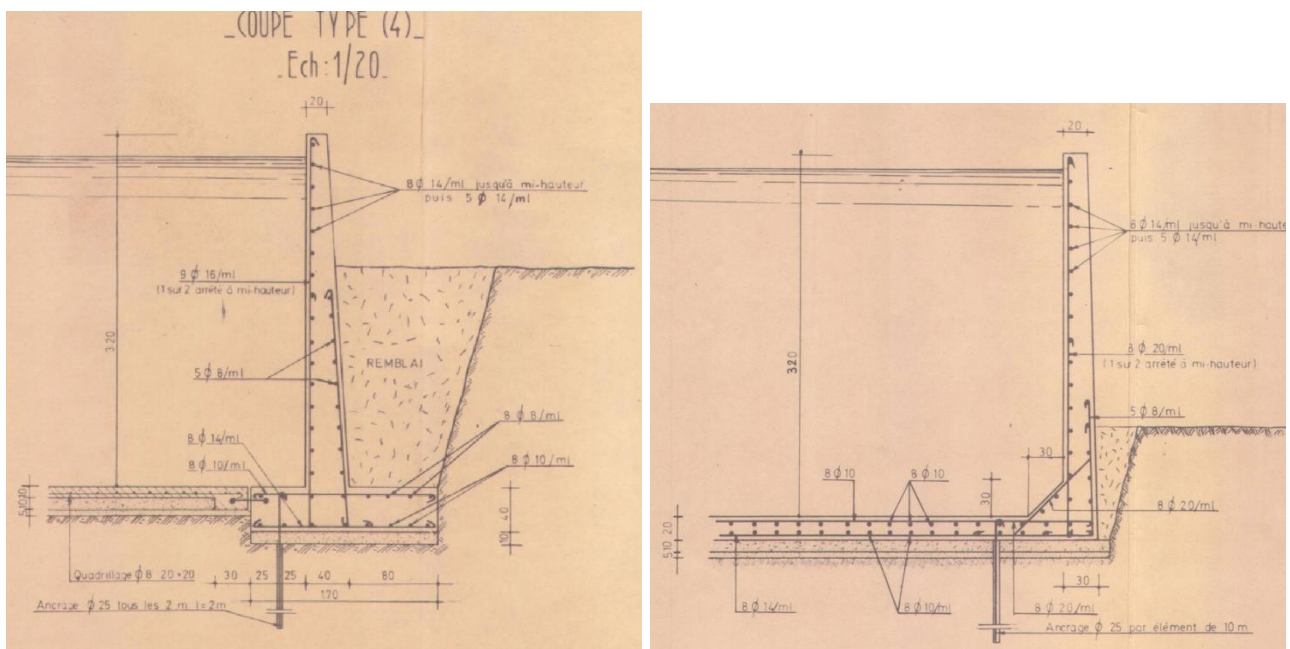


Figure 11 : Ferrailage du radier et des bajoyers dans le coursier bétonné (à gauche dans la partie amont du coursier bétonné, à droite dans sa partie aval) - Plan de projet

Des armatures ont été recoupées dans certains sondages réalisés en 2021 :

- SC11 : Ø 5 mm à 14,0 cm/TN,
- SC12 : Ø 15 mm à 7,0 cm/TN et Ø 20 mm à 20,0 cm/TN,
- SC26 : Ø 8 mm à 10,5 cm/TN,
- SC31 : Ø 10 mm à 22,0 cm/TN.

- **Présence d'une petite bèche à la transition entre le coursier excavé au rocher et le coursier béton** : lors d'une visite réalisée par ISL en 2011, un affouillement en amont du radier (aujourd'hui comblé par du béton) avait mis à jour cette bèche et révélé un ancrage de moins de 0,5 m dans le terrain naturel).

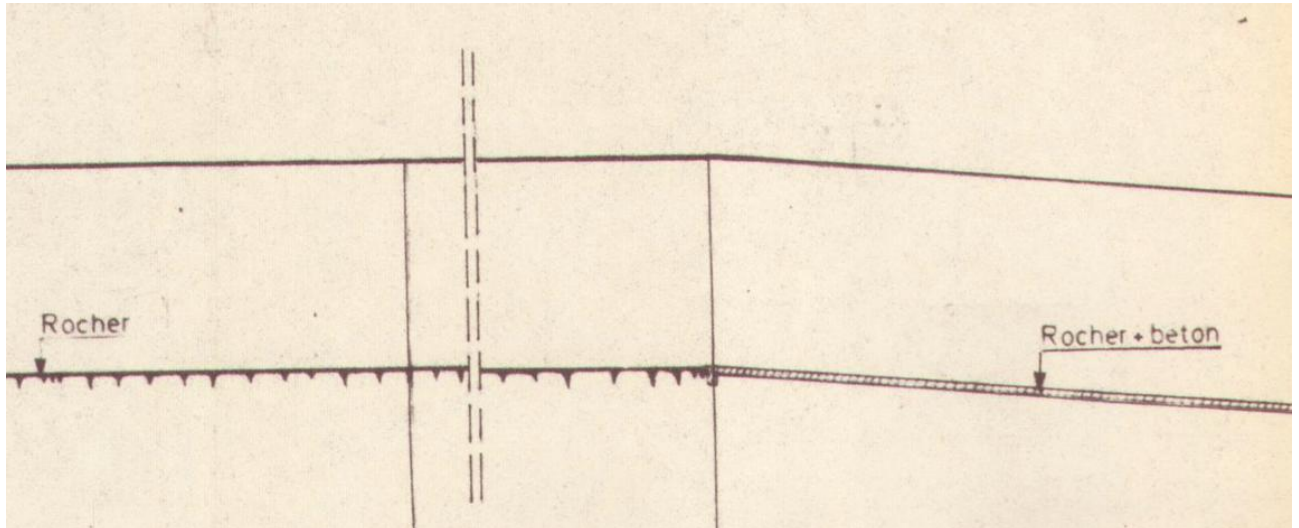


Figure 12 : Profil en long du radier au raccord avec le coursier béton - Plan de projet

- **Mise en œuvre d'ancrages et de drainage :**
 - Ancrages ($\varnothing 64$ mm) d'une longueur de 2 m, 4 ancres par éléments de 10 m,
 - 2 drains longitudinaux de diamètre $\varnothing 150$ mm

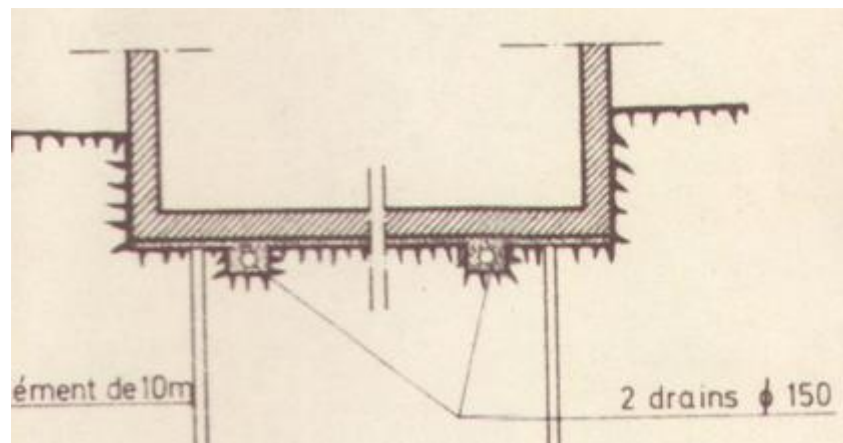


Figure 13 : Coupe type du radier béton - Plan de projet

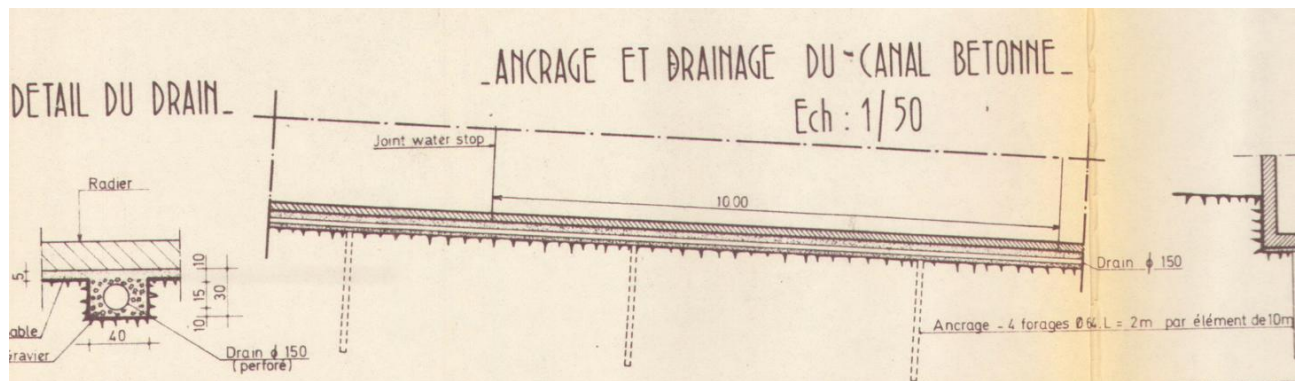


Figure 14 : Profil en long du radier béton - Plan de projet

On peut douter de la réalisation de ces dispositions compte tenu des éléments suivants :

- Une épaisseur de radier pouvant atteindre 10 cm ce qui est difficilement compatible avec l'insertion d'un ferrailage et des têtes d'ancrage ;
- Des sondages carottés (2019 et 2021) ne faisant pas état de béton maigre sous la dalle.

Dans l'hypothèse selon laquelle les ancrages auraient été réalisés, on peut douter de leur efficacité compte tenu :

- de leur faible longueur (2 m) au vu de la médiocre qualité de la fondation attestée par les sondages sur la plus grande partie du linéaire amont ;
- de l'espacement retenu avec seulement 4 ancrages par élément de 10 m (sans qu'on sache la surface correspondante et avec des dalles dont les surfaces sont comprises entre 74 et 92 m² dans la partie aval sujette au plus forte vitesse).

Avec une si faible densité d'ancrage, il aurait fallu des ancrages profonds (de type micropieux) et une dalle particulièrement rigide pour répartir les efforts des ancrages (c'est à dire fortement armée et d'au moins 50 cm d'épaisseur pour recevoir les armatures et les têtes d'ancrage).

- **Présence de joints waterstop entre les éléments**

Aucune de ces dispositions constructives n'a pu être vérifiée (plans d'exécution ou photos de la constructions non disponibles).

La faible épaisseur du radier (10 à 30 cm) rend peu probable l'insertion de waterstop.

- **Bétons mise en œuvre**

Aucun élément n'est disponible sur les bétons mis en œuvre sur le radier et les bajoyers.

- **Dispositif de reprise de l'effort tranchant entre les plots du coursier**

Aucun dispositif empêchant le désalignement des plots du radier n'a été mis en œuvre (bèche / contre-bèche, gougeons de reprise des efforts tranchant, ...).

3.1.4 SAUT DE SKI ET BASSIN DE RECEPTION

Un saut de ski est présent à l'extrémité aval du coursier. Seul le plan [87] présente des coupes du saut de ski, mais qui ne correspondent pas à l'existant. La cuillère réalisée est effectivement symétrique ce qui n'est pas le cas sur le plan. Aucun élément n'est donc disponible sur les dispositions mises en œuvre lors de la construction du saut de ski.

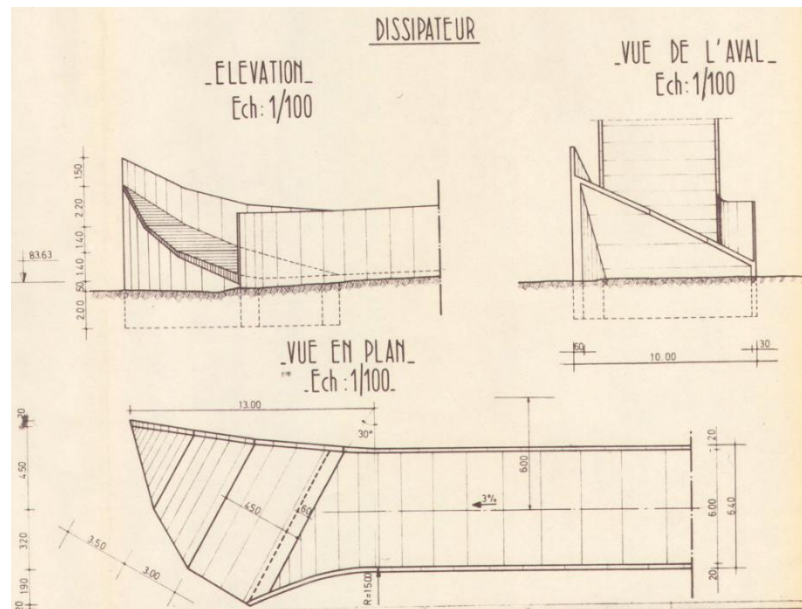


Figure 15 : Saut de ski – Plan de projet

Un scan 3D du saut de ski a été réalisé par le cabinet de géomètre Hugo Petroni en 2017. Le profil en long en rive droite du saut de ski est présenté sur la figure suivante.

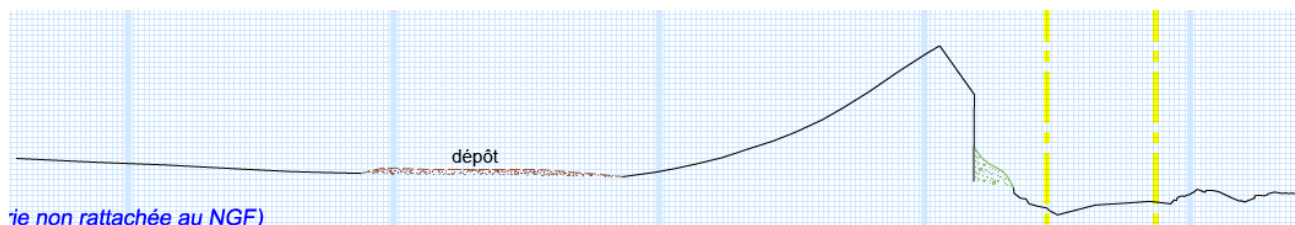


Figure 16 : Profil en long du saut de ski

Une échancrure de 0,75 m de large est présente au milieu du saut de ski afin d'évacuer les faibles débits et de drainer le pied du coursier. Le bassin de réception du saut de ski est excavé au rocher.

Les photos ci-dessous prises lors de la visite du barrage par ISL, illustrent le saut de ski et le bassin de réception.



Saut de ski (5) (Vue vers l'aval)



Bassin de dissipation entaillé dans le rocher (6)

3.2 COMPARAISON DES DISPOSITIONS PRISES PAR RAPPORT A UNE CONCEPTION « MODERNE »

Par rapport à une conception « moderne », on relève donc l'absence :

- de dispositions susceptibles de garantir l'étanchéité entre les plots du coursier ;
- de dispositions susceptibles de garantir la résistance du coursier ;
- d'un dispositif de drainage fiable dont l'exutoire est bien identifié.

Par ailleurs, au vu des sondages disponibles, la fondation du radier est médiocre, au moins sur la partie amont, avec des matériaux granulaires (remblai de piste ou arènes).

Le risque de soulèvement des plots du coursier par les sous-pressions causées par l'écoulement en vitesse ne peut être écarté et est même hautement probable pour des débits spécifiques significatifs ($>10 \text{ m}^3/\text{s/ml}$).

A titre d'exemple, l'endommagement du déversoir principal du barrage d'Oroville (Etats Unis) en 2017 illustre bien les risques associés au développement des sous-pressions en sous-face d'un coursier¹. ISL a également été confronté au cas du barrage de Medjez B'Gar en Algérie en 2014.

¹ Pour plus d'info : <https://www.youtube.com/watch?v=jxNM4DGBRMU>



Figure 17 : Endommagement du coursier de l'évacuateur de Medjez B'Gar (source ISL)





Figure 18 : Endommagement du coursier de l'évacuateur du barrage d'Oroville (source FERC)

Une conception conforme à l'état de l'art actuel inclurait, en plus du drainage, des composants de sécurité permettant de réduire significativement le risque de soulèvement (joints waterstop entre les plots, ancrages, bèches, ...).

3.3 DESORDRES OBSERVES SUR L'EVACUATEUR

Lors de la visite de 2021 (comme lors des précédentes), il a été constaté sur la partie en béton :

- une ouverture des joints entre les dalles de l'ordre de 1 à 2 cm avec la présence de végétation et des désaffleurements du même ordre de grandeur ;
- l'absence de joint waterstop sur les bajoyers (normalement visible en tête) ce qui conduit à supposer que le radier en est aussi dépourvu ;
- des aciers apparents sur les bajoyers et des épaufrures, mettant en évidence la dégradation des bétons de l'évacuateur.



Figure 19 : évacuateur existant

4 COLLECTE ET SYNTHÈSE DES DONNÉES EXISTANTES

Nota : ce paragraphe est extrait de l'AVP ISL de 2021.

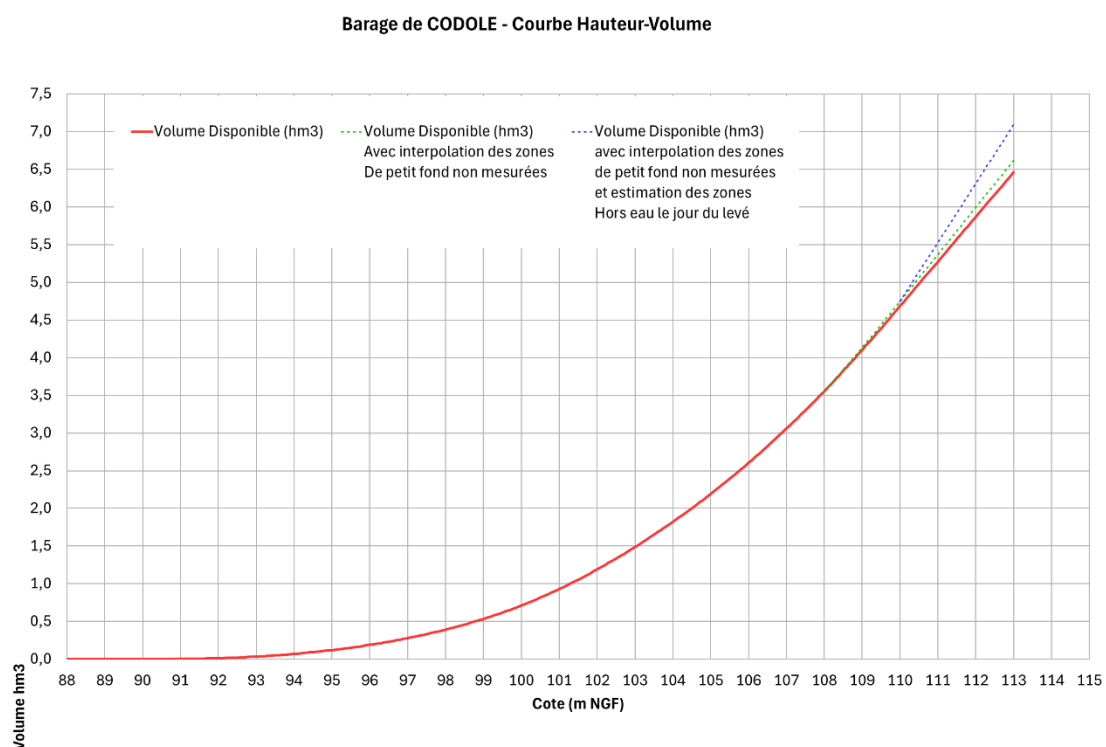
4.1 PREAMBULE

L'OEHC a transmis l'ensemble des données d'archive numérisées dont elle disposait concernant le barrage d'E Cotule. Les paragraphes ci-dessous présente l'étendue et la nature des données disponibles.

4.2 LOI HAUTEUR-VOLUME

SEMANTIC a dressé en 2016 une bathymétrie de la retenue. SEMANTIC a défini une loi prudente (en rouge) et deux autres lois avec une interpolation un peu différente jusqu'à la cote 113 m.

La loi HV utilisée par ISL est la plus défavorable de SEMANTIC (en rouge sur la figure suivante). Elle a été complétée par les données du lidar IGN au-delà de 113 m.



A noter, dans l'état aménagé, la cote de retenue est portée à 114,5 m NGF. Les calculs de laminage en crue sont réalisés en considérant la retenue initialement à la cote de retenue normale. Les incertitudes identifiées par SEMANTIC (sous la cote 113,0 m NGF) n'ont donc pas d'impact sur les calculs de laminage.

4.3 ARRETES PREFECTORAUX

Le tableau ci-dessous présente les arrêtés préfectoraux s'appliquant sur le barrage d'E Cotule.

Titre	Auteur	Date
[1] Projet d'arrêté mettant en demeure l'OEHC de respecter les prescriptions applicables au barrage de Codole prévues par l'arrêté préfectoral n°317-2017	DREAL de Corse	2020
[2] Arrêté n°317-2017 fixant l'échéance de remise de la nouvelle EDD et portant prescriptions complémentaires au titre de la sécurité du barrage de Codole	DREAL de Corse	2017
[3] Arrêté n°98/5114 portant déclaration d'utilité publique et autorisation administrative des ouvrages de prélèvement destinés à l'alimentation en eau potable de la Balagne et instauration des périmètre de protection correspondants	DDAF de la Haute Corse	1998

4.4 RAPPORT DE CONTROLE

Le tableau ci-dessous présente les derniers rapports de contrôle du barrage d'E Cotule

Titre	Auteur	Date
[4] Contrôle périodique du 19 novembre 2020	DREAL de Corse	2020
[5] Contrôle du dispositif d'auscultation	SITES	2018

4.5 ETUDES REALISEES DEPUIS LA CONSTRUCTION

Le tableau ci-dessous présente les études récentes réalisées sur le barrage d'E Cotule.

Titre	Auteur	Date
[6] Inspection complémentaire du parement amont	Tractebel	2021
[7] Etude de stabilité	Tractebel	2020
[8] Alternatives de redimensionnement du coursier de l'évacuateur de crues	Tractebel	2020
[9] Modification de l'évacuateur de crue actuel avec rehausse de la RN	Tractebel	2020
[10] Calcul de la revanche	Tractebel	2019
[11] Evacuateur de crues – études d'alternatives	Tractebel	2019

Titre	Auteur	Date
[12] CCTP de démolition du merlon rocheux	Tractebel	2020
[13] Description géologique et géotechnique du merlon rocheux de l'évacuateur de crues	Tractebel	2019
[14] Actualisation de l'étude hydrologique	Egis	2017
[15] Etude sur la rehausse du plan d'eau du barrage E Cotule	OEHC	2016
[16] Estimation des crues exceptionnelles	Stucky France	2010
[17] Dossier de 1ère mise en eau et comportement de l'ouvrage pendant l'année 1984	OEHC	
[18] Rapport sur la 1ère mise en eau	Comité Technique Permanent des Barrages	1988

Les rapports [6] et [7] seront repris dans le cadre de la mise à jour de l'EDD.

Les rapports [8] à [13] sont analysés dans le cadre du prédimensionnement de l'évacuateur de crues.

Les rapports [14], [15] et [16] sont repris dans le cadre de la synthèse hydrologiques.

4.6 ETUDES REGLEMENTAIRES

Titre	Auteur	Date
[19] Rapport de surveillance 2024	ISL	2025
[20] Rapport de VTA 2024	ISL	2025
[21] Rapport de surveillance 2023	ISL	2024
[22] Rapport de VTA 2023	ISL	2024
[23] Rapport d'auscultation 2022-2023	ISL	2024
[24] Rapport de surveillance 2022	ISL	2023
[25] Rapport de VTA 2022	ISL	2023
[26] Rapport de surveillance 2021	ISL	2022
[27] Rapport de VTA 2021	ISL	2022
[28] Rapport d'auscultation 2020-2021	ISL	2022
[29] Rapport de surveillance – Année 2020	Tractebel	2021

Titre	Auteur	Date
[30] Visite technique approfondie 2020	Tractebel	2020
[31] Rapport d'analyse des mesures d'auscultation – Période 2018-2019	Tractebel	2020
[32] Etude de dangers	Tractebel	2016
[33] Revue de Sûreté	Tractebel	2016
[34] Examen Technique Complet	Tractebel	2015

Sur la base de l'EDD, à la suite des travaux réalisés sur les conduites et vannes de la chambre amont en 2016, trois évènements sont classés en « risque à surveiller » :

- ERC1 : rupture du barrage lié à une instabilité du parement aval et à la capacité d'évacuation insuffisante de l'EVC pour la crue décennale,
- ERC11 : rupture de l'obturateur de la conduite de dérivation du Padule DN 500, liée à la corrosion,
- ERC12 : ouverture intempestive de la vanne V14.

En 2016, il a été réalisé la condamnation de la vanne V14 et l'obturation de la conduite de dérivation de Padule, supprimant les risques liés à ERC11 et ERC12.

En 2020, une étude de stabilité du barrage a été réalisée par le bureau d'études Tractebel. Elle conclut que pour toutes les situations de projet envisagées (y compris en tenant compte de la rehausse de la RN), la stabilité du barrage est assurée.

Ainsi la seule action à mettre en œuvre à la suite des recommandations de l'EDD est l'augmentation de la capacité d'évacuation des crues, objet du présent marché.

A noter, lors des visites réalisées par ISL, il a été relevé une densité importante de désordres affectant le coursier en béton de l'évacuateur de crue :

- Présence de végétation dans les joints entre les dalles et le long du bajoyer dans la partie bétonnée,
- Aciers mis à nu et corrodés sur les bajoyers.

La largeur minimale du coursier est de 8 m. En prenant comme référence les résultats de l'étude hydrologique de 2017, pour des périodes comprises entre 100 ans et 10 000 ans, **il vient des débits spécifiques compris entre 32 et 72 m³/s/ml avec des vitesses qui peuvent atteindre 20 m/s.**

A titre de comparaison, ces débits spécifiques sont environ 2 à 3 fois supérieurs à ceux de l'évacuateur de Figari (dans sa configuration actuelle).

Compte tenu de ces valeurs, au-delà de la simple capacité d'évacuation du coursier, et en l'absence de dispositions techniques particulières (ancrage, drainage ...), **on peut donc légitimement s'interroger sur la capacité du coursier à supporter sans dommage des crues rares.**

4.7 ETUDES DE CONCEPTION INITIALES DE L'OUVRAGE

4.7.1 PREAMBULE

Ce chapitre a pour objet de lister les études initiales de conception (c'est-à-dire celles réalisées préalablement à la construction du barrage) qui ont été exploitées dans le cadre de l'étude.

4.7.2 ETUDES INITIALES D'AVANT-PROJET

Le tableau ci-dessous liste les études initiales d'AVP du barrage d'E Cotule.

Titre	Auteur	Date
[35] 1-1 Rapport de présentation	Aménagement hydraulique de la Balagne	1974
[36] 1-2 Fiche synoptique de l'ouvrage en enrochements	Aménagement hydraulique de la Balagne	1974
[37] 1-6 Incidence sur la sécurité publique	Aménagement hydraulique de la Balagne	1974
[38] 1-7 Comparaison des deux solutions	Aménagement hydraulique de la Balagne	1974
[39] 1-9 Reconnaissances et études complémentaires	Aménagement hydraulique de la Balagne	1974
[40] 2-1 Rapport géologique	Aménagement hydraulique de la Balagne	1974
[41] 4-1 Note descriptive de l'ouvrage	Aménagement hydraulique de la Balagne	1974
[42] Rapport du CTPB - AVP	CTPB	1974

4.7.3 ETUDES INITIALES DE PROJET

Le tableau ci-dessous liste les études de projet du barrage d'E Cotule.

Titre	Auteur	Date
[43] Rapports du CTPB – Proposition de modification du masque d'étanchéité	CTPB	1980
[44] Rapports du CTPB – Dossier définitif	CTPB	1978
[45] 1 – Rapport Général – Résultats des campagnes de reconnaissances complémentaires	SOMIVAC	1978
[46] Moyens de contrôle prévus pendant la construction	SOMIVAC	1978
[47] Fiche synoptique, note générale sur l'aménagement, topographie de la cuvette et du site du barrage	SOMIVAC	1978

Titre	Auteur	Date
[48] Consultation du CTPB – Note de présentation	DDA de la Haute Corse	1977

Le tableau ci-dessous présente les plans initiaux du projet de conception du barrage d'E Cotule.

Titre	Auteur	Date
[49] 1 – Plan de situation	SOMIVAC	1977
[50] 2 – Plan de la cuvette	SOMIVAC	1977
[51] 3 – Plan topo du site	SOMIVAC	1977
[52] 4 – Carte géologique de la cuvette	SOMIVAC	1977
[53] 5 – Carte géologique du site avant décapage	SOMIVAC	1977
[54] 6 – Carte géologique suivant mur de pied après décapage	SOMIVAC	1977
[55] 6bis – Carte géologique suivant mur de pied après décapage	SOMIVAC	1977
[56] 7 – Plan d'implantation des travaux de reconnaissance	SOMIVAC	1977
[57] 8 – Coupes géotechniques	SOMIVAC	1977
[58] 9 – Digue - vue en plan	SOMIVAC	1977
[59] 10 – Digue - coupe type et profil en long	SOMIVAC	1977
[60] 11 – Digue - profils en travers 1 à 6	SOMIVAC	1977
[61] 12 – Digue - profils en travers 7 à 10	SOMIVAC	1977
[62] 13 – Digue - profils en travers 11 à 16	SOMIVAC	1977
[63] 14 – Evacuation drainage - vue en plan	SOMIVAC	1977
[64] 15 – Mur de pied rive gauche - vue en plan – profil en long	SOMIVAC	1977
[65] 16 – Mur de pied rive droite - vue en plan – profil en long	SOMIVAC	1977
[66] 17 – Galerie de pied - vue en plan – profil en long	SOMIVAC	1977
[67] 18 – Voile de drainage - vue en plan – profil en long	SOMIVAC	1977
[68] 19 – Voile d'étanchéité - vue en plan – profil en long	SOMIVAC	1977

Titre	Auteur	Date
[69] 20 – Couronnement - vue en plan	SOMIVAC	1977
[70] 21 – Plan général des ouvrages	SOMIVAC	1977
[71] 22 – Evacuateur de crue - vue en plan et coupes types	SOMIVAC	1977
[72] 23 – Evacuateur de crue – Profil en long	SOMIVAC	1977
[73] 24 – Galerie de service - vue en plan – profil en long	SOMIVAC	1977
[74] 25 – Ouvrage de prise - vue en plan et coupes	SOMIVAC	1977
[75] 26 – Digue - contrôle topographique du site	SOMIVAC	1977
[76] 27 – Batardeau – vue en plan - détails	SOMIVAC	1977
[77] 28 – Batardeau - profils en long et en travers	SOMIVAC	1977
[78] 29 – Couronnement - détails	SOMIVAC	1977
[79] 30 – Mur de pied - coupes et ferrailage	SOMIVAC	1977
[80] 31 – Galerie de pied - coupes et ferrailage	SOMIVAC	1977
[81] 32 – Galerie de service - détails - ferrailage	SOMIVAC	1977
[82] 33 – Chambre amont - coupes	SOMIVAC	1977
[83] 34 – Chambre amont - ferrailage	SOMIVAC	1977
[84] 35 – Conduite de drainage Ø500	SOMIVAC	1977
[85] 36 – Ouvrage aval - coupes et détails	SOMIVAC	1977
[86] 37 – Ouvrage aval - Façades	SOMIVAC	1977
[87] 38 – Evacuateur de crue - détails	SOMIVAC	1977
[88] 39 – Evacuateur de crue - Ferrailage	SOMIVAC	1977
[89] 40 – Route d'accès	SOMIVAC	1977
[90] 60 – Masque d'étanchéité - raccordement bas	SOMIVAC	1980
[91] 61 – Masque d'étanchéité - raccordement haut	SOMIVAC	1980

4.7.4 DOCUMENTS D'EXECUTION

Malgré les recherches entreprises par l'OEHC, aucun document d'exécution n'a pu être mis à disposition d'ISL. C'est d'autant plus regrettable que la comparaison des plans de PROJET aux observations de terrain montre que des adaptations ont été réalisées en phase chantier.

4.8 RECONNAISSANCES TOPOGRAPHIQUES

Le tableau ci-dessous présente les données topographiques disponibles sur le barrage d'E Cotule.

Titre	Auteur	Date
[92] Levé topographique de l'évacuateur de crue	OEHC	2015
[93] Levé bathymétrique de l'ensemble du plan d'eau du barrage de Codole	SEMANTIC TS	2016
[94] Courbe Hauteur-Volume	SEMANTIC TS	2016
[95] Scan 3D fosse évacuateur de crue	Cabinet Hugo Petroni	2017
[96] Levé topographique par drone de l'évacuateur de crue	HUBBLE	2021

En 2021, la société Hubble a réalisé un levé topographique par photogrammétrie aérienne de l'évacuateur de crue du barrage, avec la génération d'un plan topographique et d'un nuage de points 3D, ainsi qu'une photographie aérienne du site.

ISL a ensuite converti ces données en modèle 3D avec drapage de l'orthophotoplan réalisé par le drone. La figure ci-dessous illustre le résultat obtenu.



Figure 20 : Modèle topographique 3D

4.9 RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES

Le tableau ci-dessous présente les données géotechniques disponibles sur le barrage d'E Cotule.

Titre	Auteur	Date
[97] Reconnaissances géotechniques 2019	ERG	2019
[98] Rapport ERG 19MG501Ab-IG IND.B	ERG	2021

5 ANALYSE DES ELEMENTS GEOLOGIQUES

5.1 CONTEXTE GEOLOGIQUE GENERAL

Nota : ce paragraphe est extrait de l'AVP ISL de 2021.

La zone d'étude est à rattacher à la Corse hercynienne ou « ancienne » qui se compose d'un vieux socle datant du Précambrien (*cf.* Figure 21) occupant la majeure partie de l'île.

Un vaste batholithe granitique de 400 km de long, partant de Calvi jusqu'à l'extrême sud de la Corse, a été mis en place au cours du Carbonifère, entre 350 et 300 millions d'années. Le site appartient à la Balagne cristalline caractérisée par un chimisme à affinité magnésio-potassique, à l'inverse de la grande majorité des granitoïdes à tendance calco-alcaline.

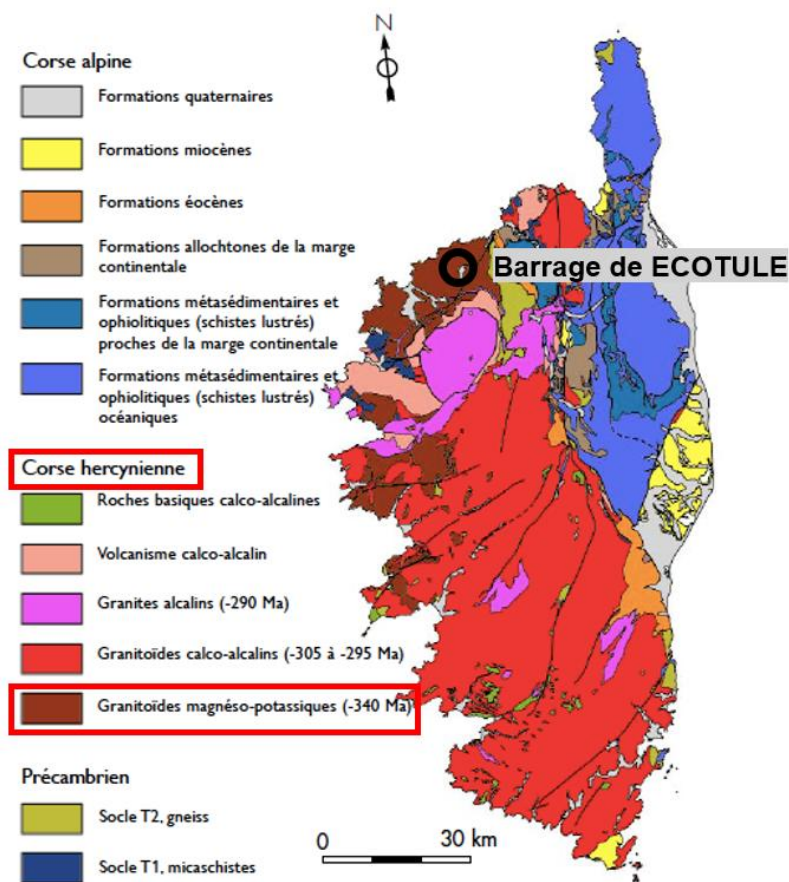


Figure 21 : Carte géologique simplifiée de la Corse (J. Delmotte, d'après Rossi, 2000)

5.2 CONTEXTE GEOLOGIQUE LOCAL

Nota : ce paragraphe est extrait de l'AVP ISL de 2021.

5.2.1 FONDATION DU BARRAGE EXISTANT

D'après la carte géologique de Calvi au 1/50 000 (BRGM), le site du barrage de E Cotule se situe au droit d'une petite intrusion dite de Pietra-di-Telamu, elle-même insérée dans le vaste ensemble de l'Ile-Rousse. La zone est structurée essentiellement par de grands accidents de direction NE-SW à ENE-WSW et NNE-SSW (*cf.* Figure 22), mais aucun d'eux n'a été mis en évidence dans la zone des ouvrages.

Le granite de Pietra-di-Telamu est hololeucocrate à gros grain (γ^2), avec une patine orangée et un aspect ruiniforme à l'affleurement. Il s'agit d'une roche extrêmement claire, très siliceuse, composée de quartz, de feldspaths, de plagioclases séricitisés et de quelques biotites elles aussi altérées en chlorite. Le couvert végétal est le plus souvent très réduit, sur une fine couche d'arène et de roche décomposée.

Quelques filons de microgranite parcourent le site en suivant les directions régionales.

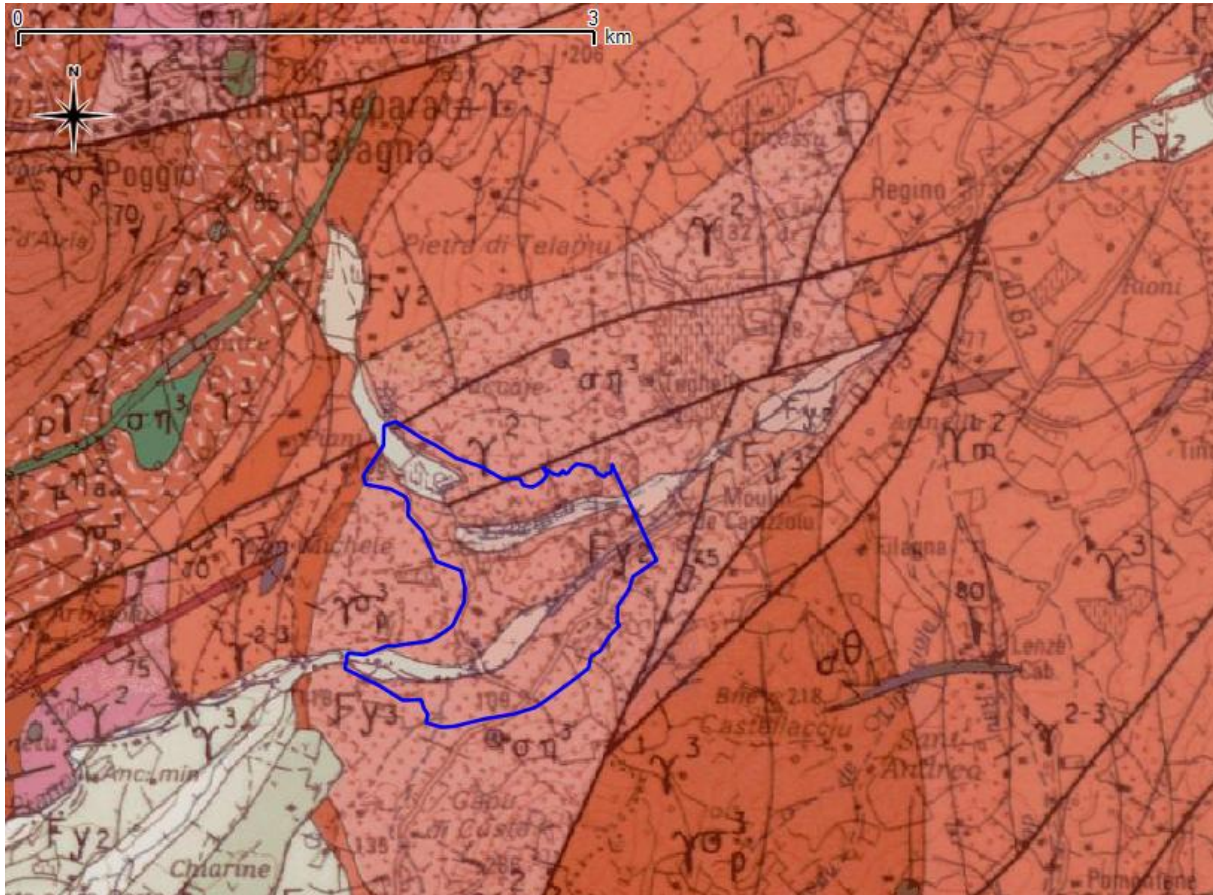


Figure 22 : Extrait de la carte géologique de Calvi (BRGM 1/50000)

Les reconnaissances effectuées en phases études avant la construction avaient montré un granite relativement sain avec ponctuellement une altération et une fracturation intense relativement profondes jusqu'à au moins 20 m/TN. L'appui rive gauche se caractérisait effectivement par un granite plus altéré ayant donné localement de véritables poches de gore qui ont été enlevées lors du décapage (étude géologique de 1976 [40]).

La figure suivante montre un extrait de la carte géologique du site avant décapage (1977)



Figure 23 : Extrait de la carte géologique du site avant décapage (SOMIVAC, 1977)

5.2.2 LOCALISATION DES AFFLEUREMENTS

Le plan 21F069_PRO_EVC_001 présente les affleurements rocheux identifiés lors de la visite de terrain ainsi que la localisation des reconnaissances géotechniques réalisées en 2019 et en 2021.

5.3 RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES

5.3.1 CAMPAGNE DE 2019

Ces reconnaissances ont été réalisées sur demande du bureau d'étude Tractebel. Elles comprenaient 13 sondages carottés et 3 sondages destructifs avec enregistrement des paramètres de foration, tous exécutés dans la zone de l'évacuateur de crues actuel (seuil et coursier en béton).

Les sondages n'ont pas été précisément localisés (aussi bien en XY qu'en Z). Ils ont néanmoins été recalés en superposant le plan d'implantation théorique de 2019 et la nouvelle topographie Hubble de 2021 sous SIG.

Le tableau suivant donne les coordonnées recalées des sondages (RGF93 CC42) et précise les essais de laboratoire effectués.

Zone	Sondage	X	Y	Z	Prof. (m/TN)	Rc granite	Rt granite	Rc béton	Rt béton
Rive gauche du merlon	SC1	2187812,1	1282636,8	113,0	5,0	2	1		
Amont du merlon	SC2	2187822,0	1282610,6	113,0	5,0				
	SC3	2187841,8	1282597,6	113,0	5,0				
Rive droite du merlon	SC4	2187871,8	1282594,0	112,4	5,0	2	1		
	SD1	2187870,4	1282615,3	112,8	3,0				
	SD2	2187871,0	1282614,8	112,8	3,0				
	SD3	2187869,9	1282614,1	112,9	3,0				

Zone	Sondage	X	Y	Z	Prof. (m/TN)	Rc granite	Rt granite	Rc béton	Rt béton
Appui rive droite du seuil	SC5	2187903,8	1282601,0	115,2	5,0				
Merlon rocheux	SC6	2187847,0	1282628,6	118,1	5,0	2	1		
	SC7	2187866,1	1282636,7	116,8	5,0	2	1		
Coursier béton	SC10	2188088,4	1282656,3	99,5	1,2			1	
	SC11	2188108,5	1282644,2	95,8	3,0				
	SC12	2188132,8	1282630,0	92,7	1,4				
	SC13	2188154,8	1282619,9	89,9	1,4				1
	SC14	2188179,6	1282608,9	87,9	1,3				
	SC15	2188203,8	1282600,5	86,5	1,0			1	

Tableau 4 : Reconnaissances effectuées en 2019 (ERG)

Aucun essai d'eau n'a été réalisé afin de juger de la perméabilité de fracture du massif granitique au droit de la zone seuil. On regrette également la faible longueur de certains sondages carottés, notamment dans la zone du coursier.

5.3.2 CAMPAGNE DE 2021

Ces reconnaissances ont été réalisées dans le cadre de la présente étude, sur demande du bureau d'étude ISL. Elles comprenaient :

- 11 sondages carottés (SC),
- 9 fouilles à la pelle (FP),
- Des essais en laboratoire ; 5 résistances à la compression (Rc) afin de confirmer la résistance à la compression du granite pour la caractérisation géomécanique du rocher de fondation,
- Des essais in-situ :
 - 12 essais Lugeon afin de caractériser la perméabilité du rocher de fondation au droit du seuil labyrinthe et définir l'extension du voile d'étanchéité,
 - 2 essais d'infiltration d'eau afin de caractériser la perméabilité des matériaux présents sous l'actuel coursier béton de l'évacuateur de crue.

Les tableaux suivants donnent les coordonnées des sondages réalisés (RGF93 CC42) et détaillent les essais pratiqués.

Zone	Sondage	X	Y	Z	Prof. (m/TN)	Essai Lugeon	Essai de percolation	Rc granite
Evacuateur projeté	SC20	2187913,7	1282619,9	115,35	10,0	3		2
	SC21	2187846,1	1282657,6	112,80	10,0	3		
	SC22	2187826,2	1282679,2	118,80	10,2	3		
	SC32	2187890,4	1282619,5	112,20	10,0	3		
Coursier béton actuel	SC25	2188068,6	1282666,2	103,15	5,0		1	
	SC26	2188097,8	1282649,6	97,70	5,0		1	
	SC29	2188049,7	1282675,7	106,50	5,0			1
	SC30	2188136,1	1282627,5	92,20	5,0			
	SC31	2188178,1	1282610,7	88,10	5,0			1
	SC27	2188104,3	1282661,8	100,10	10,0			1

Zone	Sondage	X	Y	Z	Prof. (m/TN)	Essai Lugeon	Essai de percolation	Rc granite
Extension coursier rive gauche	SC28	2188163,1	1282628,8	93,50	10,0			1

Tableau 5 : Sondages carottés réalisés en 2021 (ERG)

Zone	Sondage	X	Y	Z
Bajoyer rive droite coursier béton	FP20	2188115,4	1282633,2	96,8
	FP21	2188156,3	1282612,8	92,2
Bajoyer rive gauche coursier béton	FP22	2188121,1	1282643,5	97,6
Amont coursier béton	FP29	2188036,9	1282696,4	108,6
	FP30	2188015,9	1282706,0	109,8
Rive gauche barrage	FP25	2187943,5	1282622,2	116,0
	FP26	2187937,9	1282634,1	116,5
Rive droite barrage	FP27	2188163,7	1282217,2	116,1
	FP28	2188165,0	1282214,0	116,6

Tableau 6 : Fouille à la pelle réalisées en 2021 (ERG)

5.4 BILAN DES RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES DE 2019 ET 2021

Le bilan des reconnaissances géotechniques est détaillé dans le document annexe n°3 (21-069-RM-12_PRO_ANNEXE_3_G2-PRO) qui constitue le rapport G2-PRO.

Les plans suivants présentent les profils en long géotechniques de synthèse :

- 21F-069_PRO_EVC_101 : profil géologique au droit du seuil labyrinthe
- 21F-069_PRO_EVC_201 : profils géologiques au droit du coursier

Dans la présente étude, le degré d'altération de la masse rocheuse sera décrit en utilisant la classification de la Société Internationale de Mécanique des Roche (SIMR), telle que présentée dans le tableau suivant et illustrée par les exemples de carottes du site.

Classification du degré d'altération du massif rocheux (SIMR)	
F	Rocher sain : pas de signe apparent d'altération
FL	Rocher faiblement altéré : altération limitée aux surfaces de discontinuités principales, sain dans la masse
SW	Rocher légèrement altéré : altération bien développée sur les surfaces de discontinuités, mais faible dans la masse
MW	Rocher modérément altéré : altération bien visible dans la masse mais matériau non friable
HW	Rocher très altéré : altération poussée dans la masse, matériau en partie friable
CW	Rocher complètement altéré : entièrement décomposé et très friable mais la texture et la structure de la roche sont préservée
RS	Sol résiduel conservant la structure (pas de remaniement), la texture et la minéralogie originelle de la roche sont complètement détruites (Gore)

Tableau 7 : Classification du degré d'altération de la masse rocheuse (SIMR)

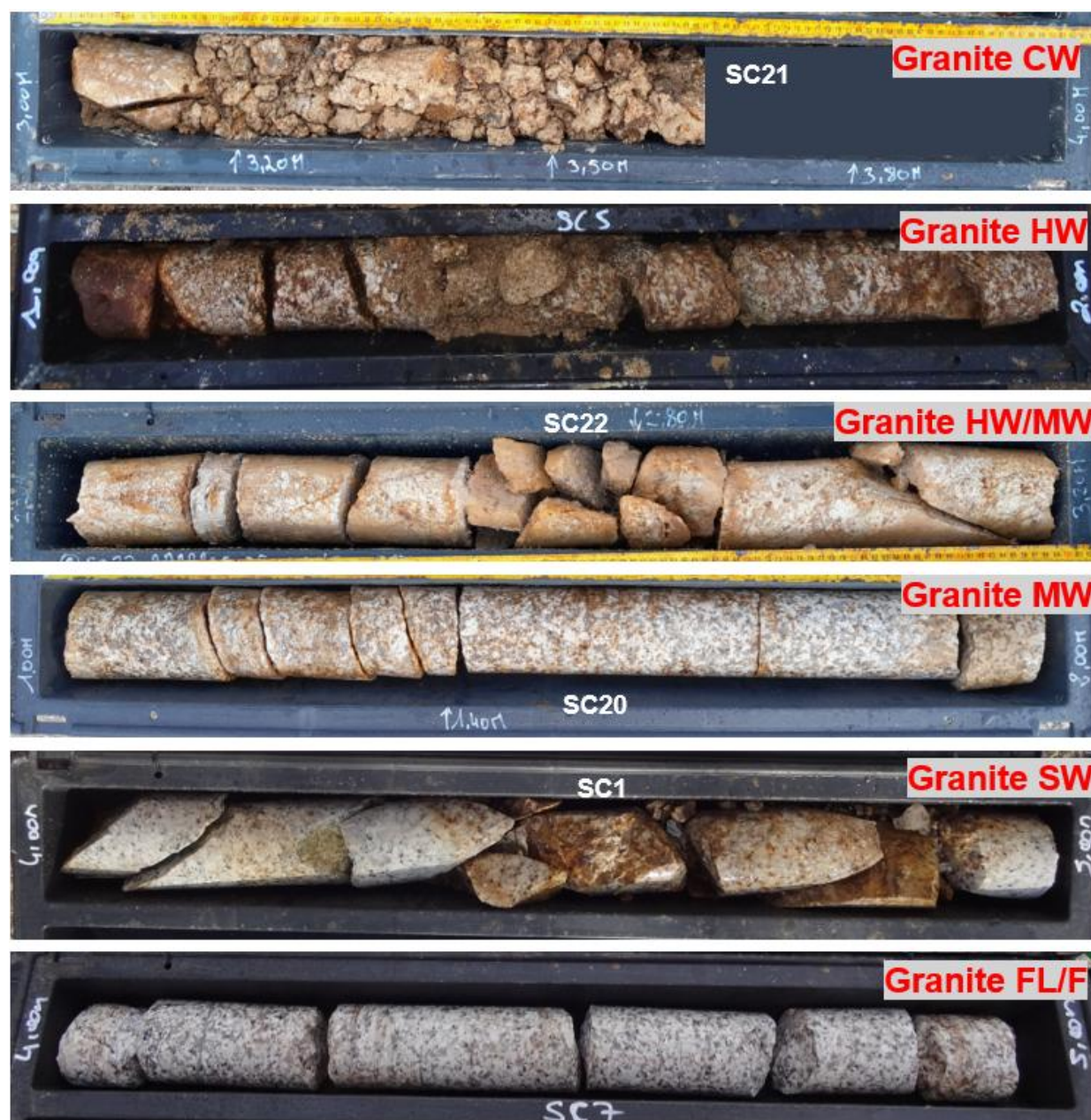


Figure 24 : Exemple des différents degrés d'altération rencontrés sur le site

6 HYDROLOGIE DES CRUES ET FONCTIONNEMENT HYDRAULIQUE ATTENDU

6.1 HYDROLOGIE DES CRUE

L'étude hydrologique des crues est présentée dans le document 21F-069-RM6_HYDROLOGIE_B joint au PROJET. Une courte synthèse est présentée ci-après. Pour plus de détail, on pourra se reporter à ce document.

La retenue de Codole est essentiellement alimentée par le fleuve du Regino. Ce fleuve prend sa source à San Parteo et conflue avec le ruisseau de Piano en amont de la retenue. La retenue reçoit également la contribution de plusieurs ruisseaux qui viennent se jeter directement dans la retenue.

Les caractéristiques du bassin versant sont présentées dans le tableau suivant.

Caractéristiques	Valeurs
Superficie du bassin versant	42 km ²
Altitude maximale du bassin versant	1680 m NGF
Altitude minimale du bassin versant	108 m NGF
Plus long chemin hydraulique	13 km
Pente moyenne pondérée	4 %

Tableau 8 : Caractéristiques du bassin versant

La figure suivante présente le bassin versant.

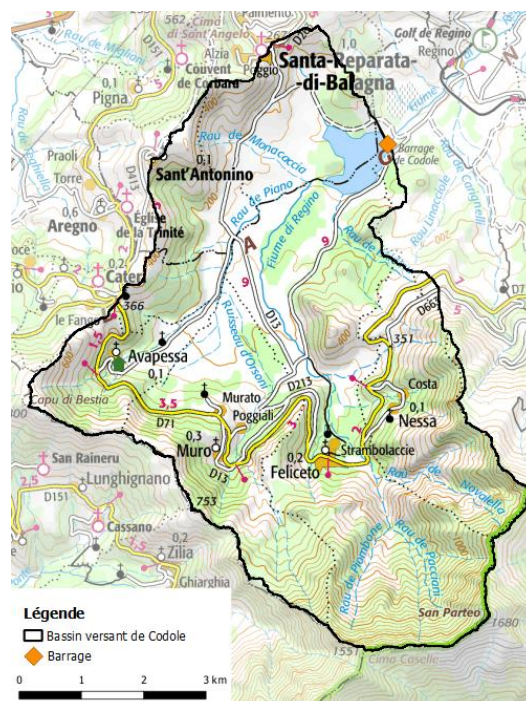


Figure 25 : Bassin versant du Regino

Le tableau suivant présente les débits laminés en rappelant les valeurs prises en compte dans l'AVP et considérées dans le PROJET.

Tableau 9 : Débits laminés

Période de retour	SHYPRE Hydris Hydrologie 2022	GESRES ^{ISL} 2022	AVP ISL 2021	PRO ISL 2023
100 ans	86 m ³ /s	188 m ³ /s	-	-
1000 ans	206 m ³ /s	303 m ³ /s	-	-
10 000 ans	419 m ³ /s	432 m ³ /s	401 m³/s	430 m³/s
Crue extrême	616 m ³ /s ²	545 m ³ /s	510 m³/s	612 m³/s (Z = 116,0 m NGF)

Pour la crue de projet, il a été considéré un débit laminé de 430 m³/s.

Pour la crue extrême, il a été considéré le débit évacué sous la cote de danger (116,0 m NGF) qui correspond à la cote de crête du barrage (hors pare-vague). Ce débit a été évalué à 612 m³/s par le modèle hydraulique 3D de la phase PRO.

6.2 FONCTIONNEMENT HYDRAULIQUE ATTENDU

Le document annexe n°1 présente la modélisation numérique 3D et le fonctionnement hydraulique attendu après travaux.

Les cotes et revanches caractéristiques sont présentées dans le tableau suivant et comparées à celles de l'état actuel.

Pour tenir compte des incertitudes sur la modélisation hydraulique 3D, la cote des PHE a été fixée en considérant le débit évacué pour la crue de projet (430 m³/s) majoré de 10% soit 473 m³/s. Pour ce débit, la courbe de tarage du modèle 3D conduit à une cote de 115,6 m NGF.

La marge de sécurité sur la revanche en crête conduit à augmenter la cote future de la protection pare-vague à 117,2 m NGF (soit +0,2 m par rapport à l'AVP et +0,6 m par rapport à la crête du muret pare-vague existant).

² Valeurs extrapolées par ISL à partir des données SHYPRE dont les valeurs n'ont été établies que jusqu'à 10 000 ans.

	Etat actuel	Etat aménagé
Cote de crête du barrage (=cote des points de débordement situés aux extrémités du muret pare-vague)	116,0 m NGF	116,0 m NGF
Cote du muret pare-vague	116,5 m NGF	117,2 m NGF
Cote de retenue normale	112,8 m NGF	114,5 m NGF (+1,7 m)
Cote maximale des PHE (Q10 000=430 m³/s) avec débit sortant majoré de 10%		115,6 m NGF Q _{sortant} = 473 m³/s
Cote maximale pour la crue extrême (Q10 000+30%)		116,0 m NGF Q _{sortant} = 612 m³/s
Revanche nécessaire pour les vagues à la cote de retenue normale (vagues induites par un vent T=1 000 ans)	+2,1 m	
Revanche disponible pour les vagues à la cote de retenue normale	116,0-112,8=3,2 m	117,2-114,5=2,7 m
Revanche nécessaire pour les vagues à la cote des PHE (Q10 000) (vagues induites par un vent T=50 ans)	+1,6 m	
Revanche disponible pour les vagues à la cote des PHE (Q10 000)	< 0 m	117,2-115,6=1,6 m

Tableau 10 : Cotes et revanches caractéristiques

7 DESCRIPTION DES TRAVAUX

7.1 PRESENTATION GENERALE DES TRAVAUX

Les travaux prévoient :

- la construction d'un seuil labyrinthe en béton armé en lieu et place des deux seuils existants,
- le recalibrage et le renforcement du coursier en béton armé existant,
- le renforcement et l'allongement du mur pare-vague,
- la déconstruction/reconstruction de la passerelle et de la conduite franchissant le coursier,
- des travaux de terrassement pour la fermeture topographique.

A noter, l'AVP prévoyait l'abattage du merlon rocheux situé entre les deux seuils existants (cf. document annexe n°3). Avec l'accord de la DREAL, cet abattage a été réalisé en 2022 car il permettait déjà de réduire le risque de surverse en crue sur le barrage.

7.2 SEUIL LABYRINTHE

7.2.1 IMPLANTATION

Le seuil labyrinthe doit permettre de rehausser la cote de retenue normale à 114,5 m NGF (soit +1,7 m). Son implantation a été déterminée par les contraintes suivantes :

- ancrer sur les rives le seuil labyrinthe dans des affleurements rocheux observés sur le terrain de la meilleure qualité possible ;
- disposer d'une longueur rive-à-rive suffisante pour atteindre la débitance requise ;
- déporter le plus possible vers l'aval le seuil pour limiter au mieux l'envolement induit par le contrôle aval (le niveau aval diminue à mesure qu'on s'approche du coursier).

7.2.2 CARACTERISTIQUES GENERALES ET DIMENSIONNEMENT HYDRAULIQUE

Les caractéristiques géométriques du seuil labyrinthe figurent dans le tableau suivant.

Caractéristiques	Valeurs
Cote de déversement	114,5 m NGF
Nombre d'alvéoles	12
Longueur rive-à-rive de la partie déversante	94 m
Longueur développée de la partie déversante	340 m
Hauteur de pelle	2,5 m
Angle d'inclinaison des alvéoles	12 °
Epaisseur des voiles	0,40 m

Tableau 11 : Caractéristiques du seuil labyrinthe

Le fonctionnement du seuil labyrinthe a été étudié à l'aide d'une modélisation hydraulique 3D. Le document annexe n°1 présente les résultats du modèle. Ces résultats ont été comparés à une approche analytique et ont fait l'objet d'une étude de sensibilité.

Le débit évacué a été calculé pour chacun des 5 niveaux de retenue présentés dans le tableau ci-dessous.

	Niveau de la retenue (m NGF)	Débit évacué (m³/s)
Simulation 1	114,75	99
Simulation 2	115,00	214
Simulation 3	115,25	346
Simulation 4	115,50	447
Simulation 5	116,00	612

Tableau 12 – Débits calculés par modèle 3D

La figure ci-dessous permet de comparer la courbe de débitance obtenue par le modèle 3D en phase PROJET :

- aux courbes issues des formules de Tullis (2010) et Crookston (1995) ;
- aux résultats du modèle 3D en phase AVP.

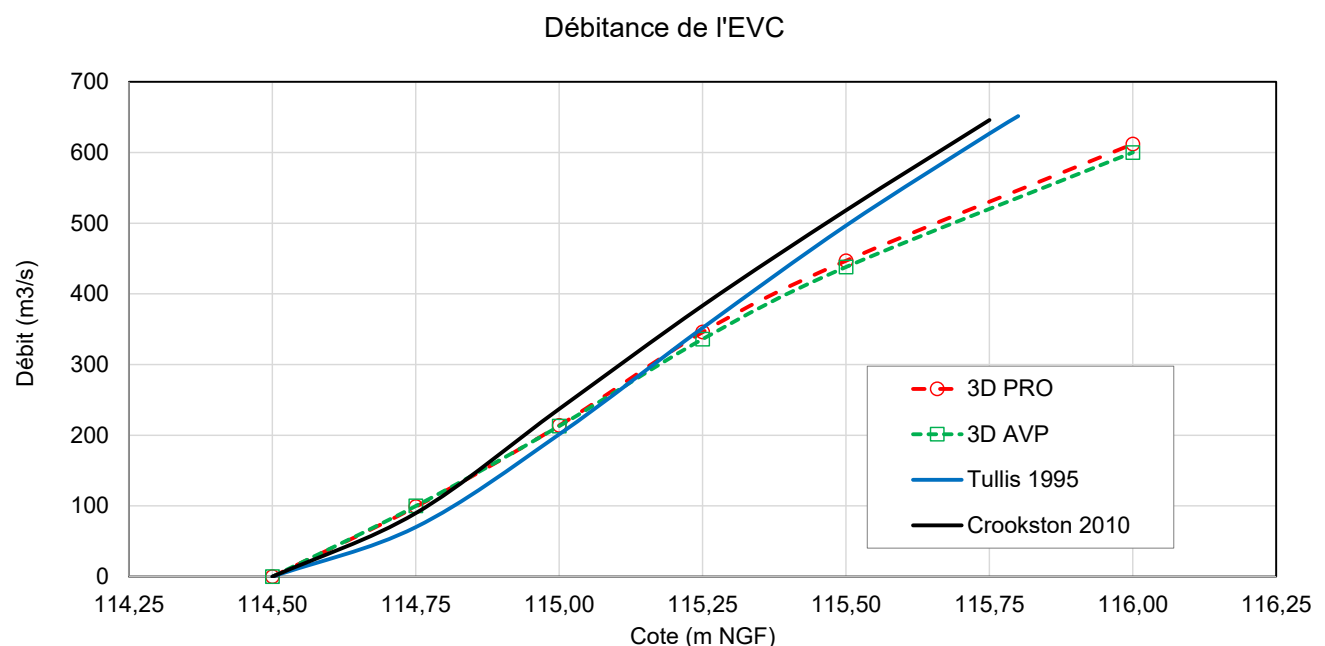


Figure 26 – Loi hauteur/débit de l'EVC – Comparaison modèle vs formules

On note le faible écart entre les résultats obtenus en phase AVP et ceux obtenus dans le cadre du PROJET avec des écarts < 2%.

7.2.3 COUPE-TYPE

L'extrait de plan suivant présente la coupe-type du seuil labyrinthe.

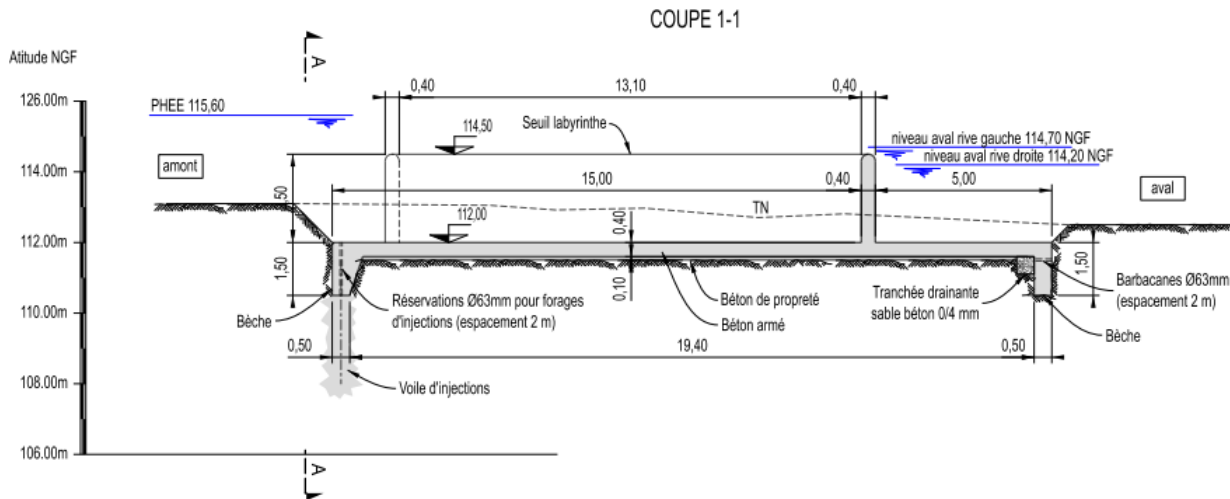


Figure 27 : Coupe seuil labyrinthe

La coupe-type prévoit :

- Un radier en béton armé de 0,4 m d'épaisseur (à réaliser sur un béton de propreté),
- Une bêche amont de 1,5 m de profondeur pour améliorer l'étanchéité de la fondation,
- Une bêche aval de 1,5 m de profondeur qui assure la fonction de parafouille,
- Un voile d'injection de profondeur variable (de 3 à 4 m sous le radier) sur tout le linéaire à l'exception de la partie fondée au droit de l'ancien merlon rocheux arasé,
- Une tranchée drainage remplie de sable à béton filtrant bien gradué dont les exutoires sont des barbacanes traversant la bêche aval.

La charge hydraulique à supporter est faible et maximale pour la retenue normale (2,5 m).

En effet, lorsque le débit augmente, le niveau en amont du seuil s'élève moins vite que le niveau en aval du seuil du fait de son tracé labyrinthe. A ce titre, les niveaux atteints pour la crue de projet sont figurés sur la coupe du seuil. Pour la crue de projet, la différence de charge entre l'amont et l'aval du seuil est inférieure à 1,4 m (élévation de niveau de +1,0 m en amont contre +2,2 à +2,7 m en aval). Le matelas d'eau en aval permet d'assurer la dissipation d'énergie.

La stabilité externe du seuil labyrinthe a été vérifiée dans le cadre de la G2-PRO en considérant :

- Le risque de soulèvement,
- Le risque de glissement,
- L'érosion interne en fondation.

Le calcul a été réalisé en particulier pour apprécier l'effet de sous-pressions non rabattues sous le radier. La stabilité est largement assurée ce qui permet de relativiser la fonction du voile d'étanchéité sachant que l'injectabilité des matériaux de fondation est difficile.

7.2.4 LABYRINTHE

Le labyrinthe permet de démultiplier par 3,8 la longueur déversante par rapport à un seuil rectiligne. Des joints waterstop permettent de délimiter 9 plots d'une longueur rive-à-rive maximale de 14 m.

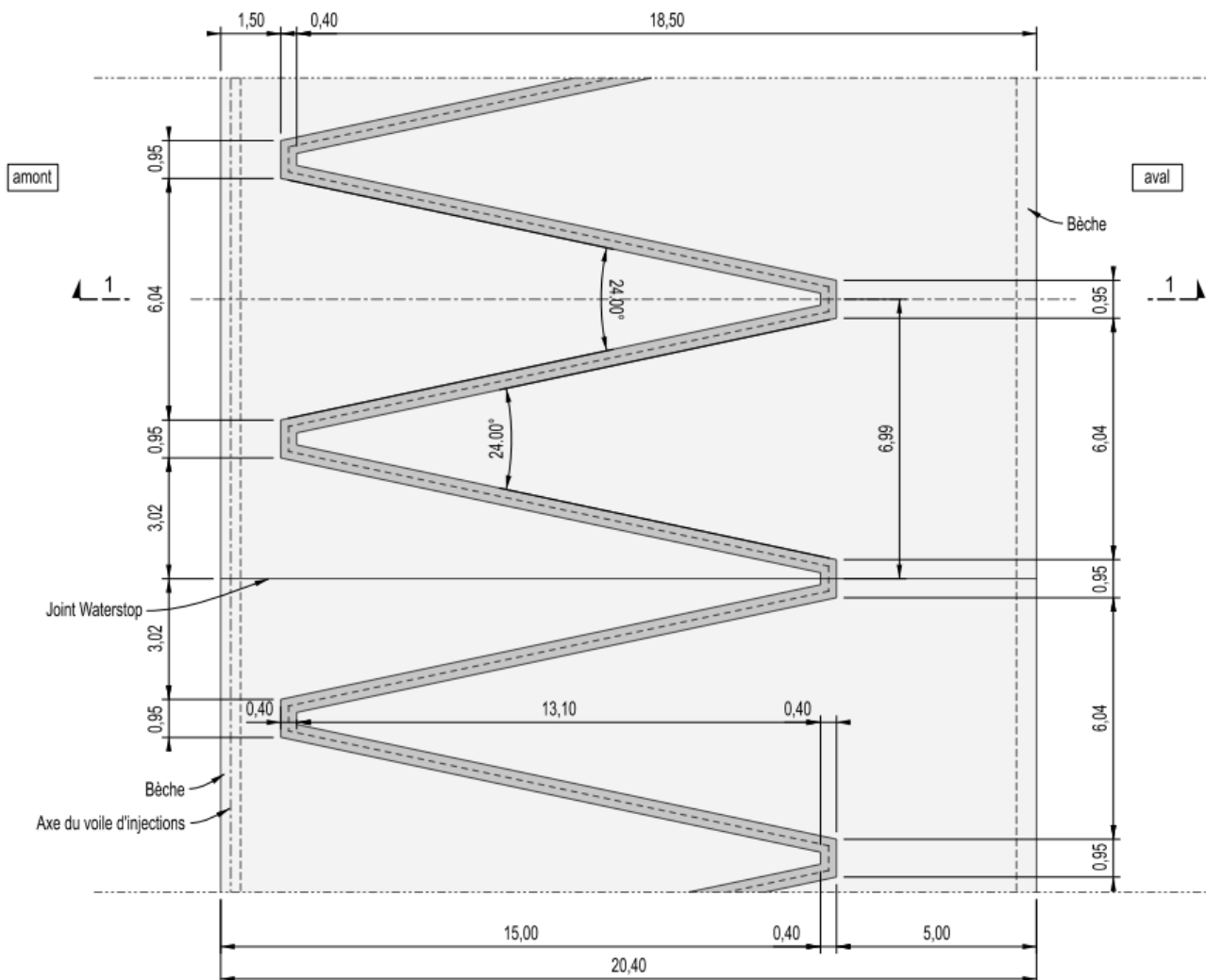


Figure 28 : Vue en plan de détail du seuil

7.2.5 APPUIS DU LABYRINTHE

Au droit des appuis du seuil et en aval immédiat, il est nécessaire d'élargir le chenal pour :

- bénéficier de la longueur déversante des alvéoles situées aux extrémités,
- favoriser la débitance et limiter l'enneigement par l'aval des alvéoles situées en rive,
- améliorer les conditions de fondation en rive.

Il est prévu de terrasser le talus rocheux en aval du seuil labyrinthe en rive droite et en rive gauche. Le terrain naturel sera nivelé à un niveau inférieur ou égal à 112,0 m NGF, soit 2,5 m sous le niveau de déversement du seuil, fixant la hauteur de pelle à 2,5 m sur toute la largeur du seuil.

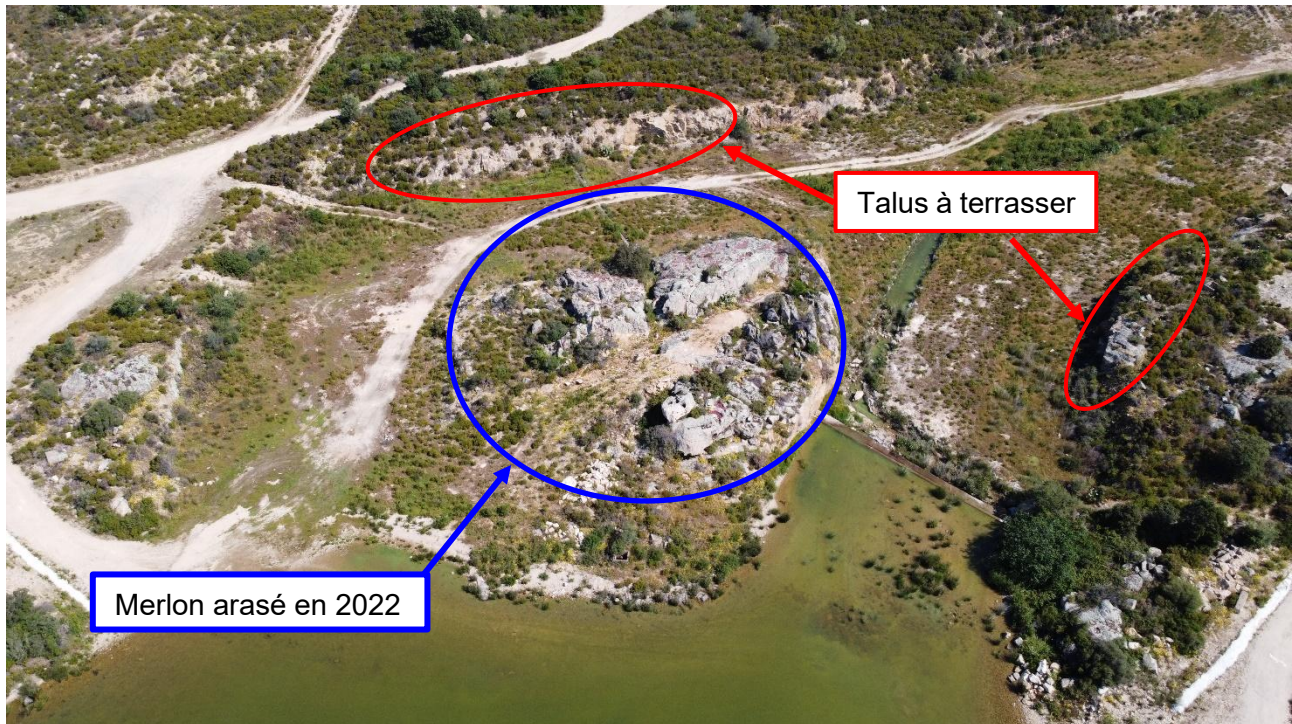


Figure 29 : Talus rocheux à terrasser à l'aval du seuil

L'extrait de plan ci-dessous présente l'ancrage en rive gauche. Le seuil est ancré sur une profondeur d'environ 7 à 10 m.

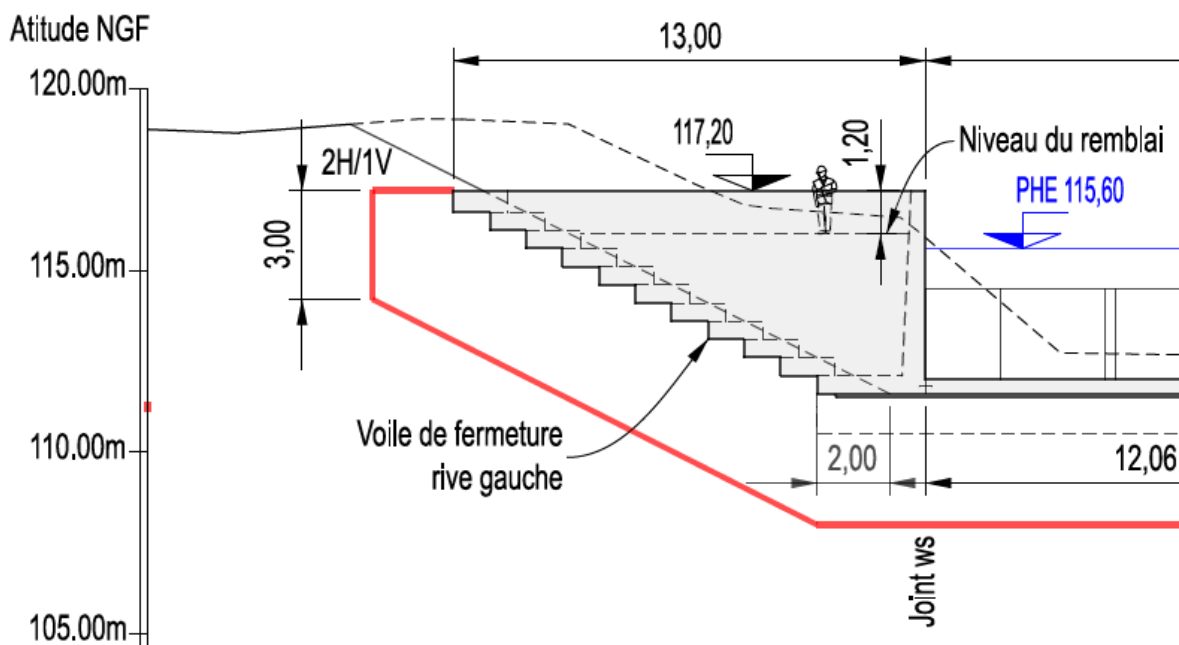


Figure 30 : Ancrage du labyrinthe en rive gauche

L'extrait de plan ci-dessous présente l'ancrage en rive droite. Le voile en béton est prolongé dans la rive jusqu'à atteindre le mur pare-vague. Ce prolongement est nécessaire pour assurer la fermeture topographique.

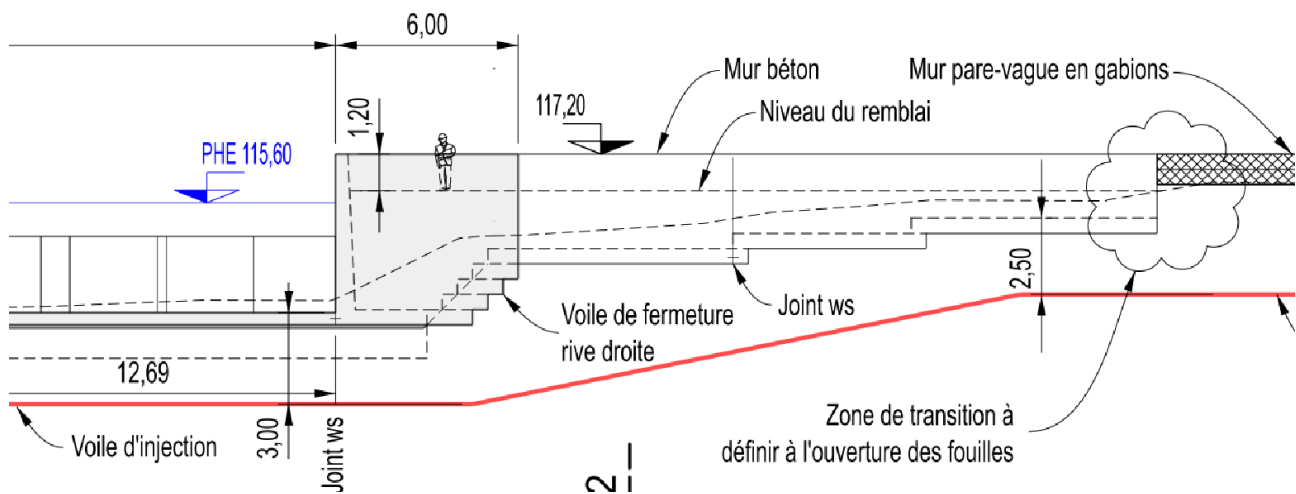


Figure 31 : Fermeture du labyrinthe en rive droite

L'extrait de plan suivant présente les terrassements en aval immédiat du seuil. Une protection en enrochements libres est prévue sur les 15 premiers mètres en aval (enrochement 40/200 kg sur géotextile de densité > 400 g/m²).

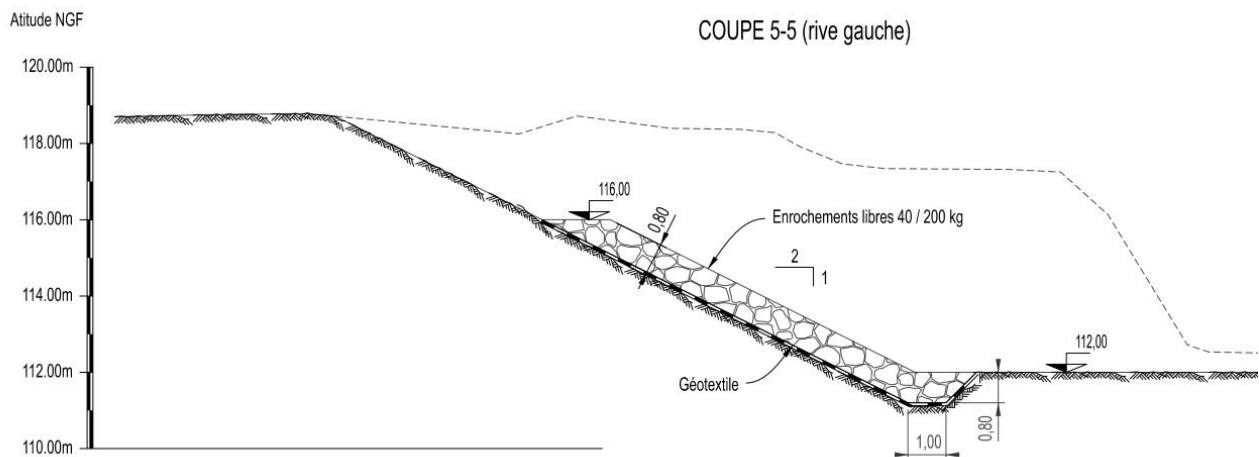


Figure 32 : enrochements en aval immédiat du labyrinthe

7.2.6 ETANCHEITE EN FONDATION DU SEUIL LABYRINTHE

Les conditions de fondation du seuil labyrinthe sont présentées dans le document annexe n°3 et sur les profils en long géotechniques.

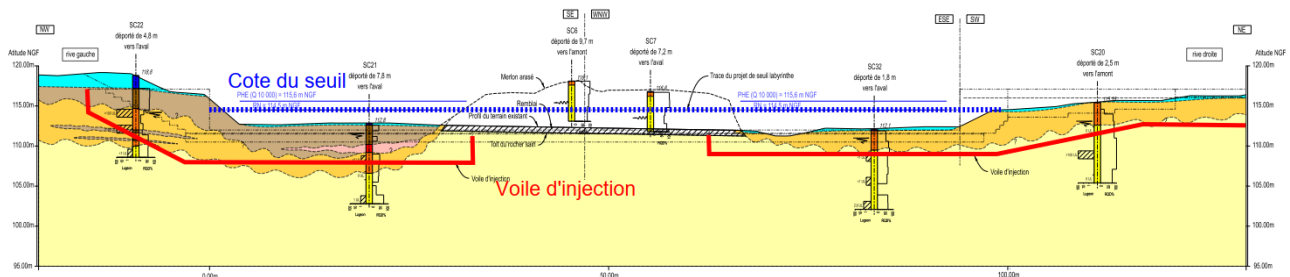


Figure 33 : Profil en long géotechnique sous le seuil labyrinthe

L'enjeu associé à la limitation des sous-pression sous la structure est limité parce que :

- la stabilité du seuil a été vérifiée avec une sous-pression triangulaire non rabattue
- les gradients hydrauliques maximaux sont faibles (entre 0,05 et 0,10).

A titre conservatoire, le projet intègre néanmoins :

- une tranchée drainante/filtrante (sable à béton 0/4 mm) insérée au pied aval du radier du seuil labyrinthe avec pour exutoire des barbacanes traversant la bèche aval,
- une bèche amont en béton armé ancrée de 1,5 m dans le terrain naturel,
- un voile d'injection au pied amont à forer à partir de réservation dans la bèche amont sur tout le linéaire à l'exception de la zone du merlon arasé (rocher SW).

Au stade des études, la profondeur du voile par rapport à la cote supérieure du radier du seuil est de :

- 4 m en rive gauche où le substratum apparaît plus altéré en surface,
- 3 m en rive droite.

La maille minimale prévue pour les forages d'injection est de 2 m avec des forages primaires à tertiaires.

Dans un premier temps, les injections primaires sont réalisées au niveau d'une réservation sur quatre soit tous les 8 m. En fonction des résultats au droit de chaque forage primaire, des injections secondaires seront réalisées à mi-chemin entre 2 forages primaires. En fonction des résultats au droit de chaque forage primaire et secondaire, des injections tertiaires seront réalisées à mi-chemin entre des forages primaires et des forages secondaires.

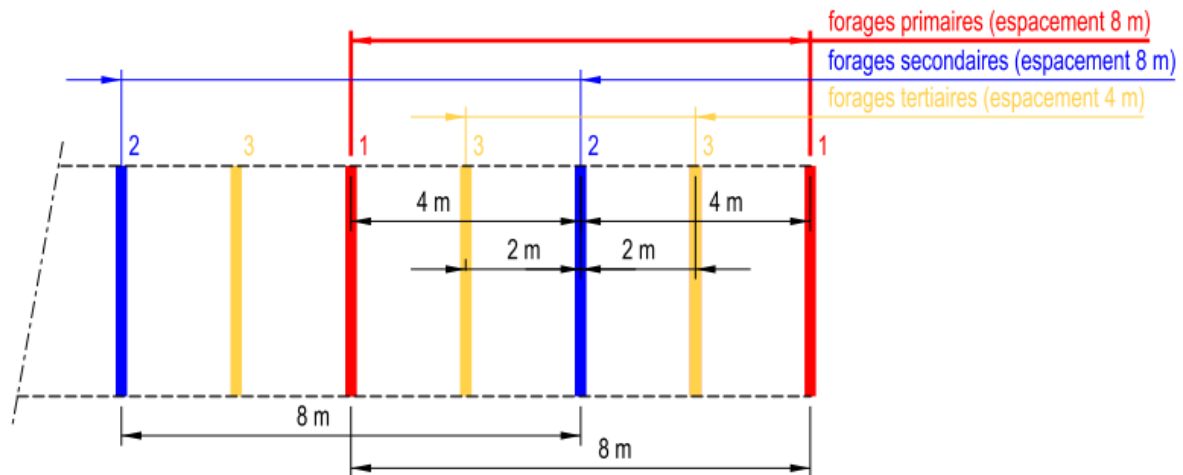


Figure 34 : principe des injections P, S, T

L'injection sera réalisée en passes remontantes à partir du fond du forage. Les injections sont réalisées selon la méthode GIN (Grouting Intensity Number). Le but de cette méthode est d'éviter l'existence concomitante d'une forte pression et d'un volume absorbé élevé, combinaison qui conduit à l'hydro fracturation ou à l'ouverture excessive des joints.

La méthode GIN est caractérisée par :

- la mise au point d'un coulis stable à haute densité (rapport E/C inférieur à 1) et à résistance élevée, éventuellement fluidifié par l'adjonction d'un super plastifiant ;
- l'utilisation d'un coulis unique pour toutes les étapes de l'injection dans le but de garantir la qualité du résultat et de simplifier les procédures ;
- le contrôle en temps réel des valeurs instantanées de la pression et du débit d'injection et leur représentation graphique à l'intention de l'opérateur pour lui permettre de suivre le processus et d'intervenir rapidement ;
- la limite d'injection définie par trois paramètres : la pression maximum, le volume maximum et l'intensité limite qui n'est autre que le produit des valeurs momentanées des deux variables à débit nul.

Un plot d'essai devra être réalisé au préalable afin d'adapter les paramètres GIN, avec notamment la Pmax vis-vis de l'ouvrage existant, mais également de valider l'espacement final.

7.2.7 BATARDEAU DU SEUIL LABYRINTHE

Il est prévu une passe batardable en partie centrale du seuil labyrinthe. Cette dernière doit permettre d'abaisser de manière transitoire la cote de retenue sans utiliser la vidange. Cette fonctionnalité pourra notamment être mise à profit pour des opérations de maintenance, par exemple sur les conduites d'adduction implantées entre le futur seuil labyrinthe et la retenue actuelle ou pour des interventions sur le parement amont du barrage.

L'extrait de plan suivant présente la localisation de la passe batardable.

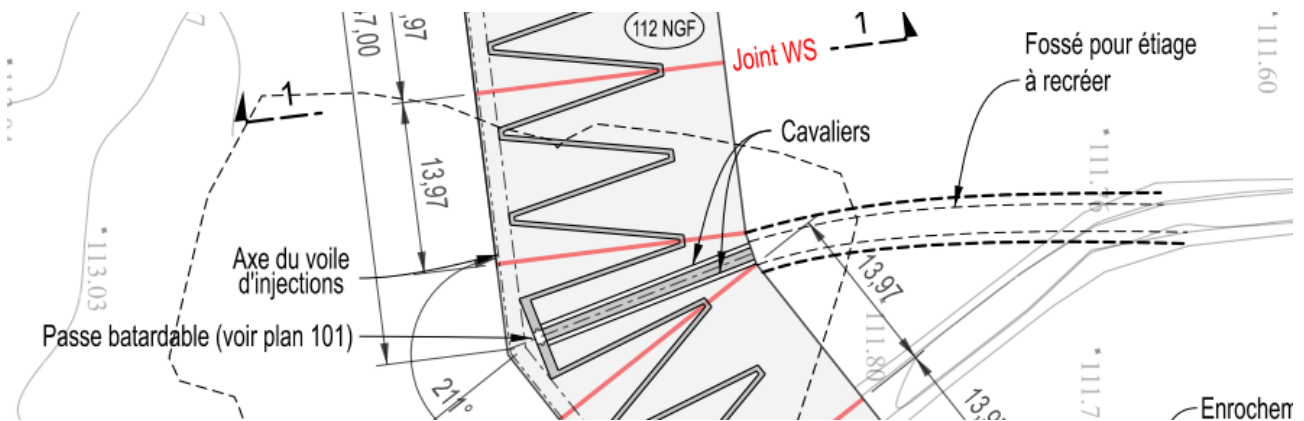


Figure 35 : Localisation de la passe batardable

L'extrait de plan suivant présente l'élévation de la passe batardable. Les dimensions caractéristiques de la section ouverte sont les suivantes :

- Largeur = 1,0 m et hauteur = 1,7 m
- Cote de déversement après ouverture : 112,8 m NGF (= cote de retenue normale actuelle)
- Cote de déversement après fermeture : 114,4 m NGF

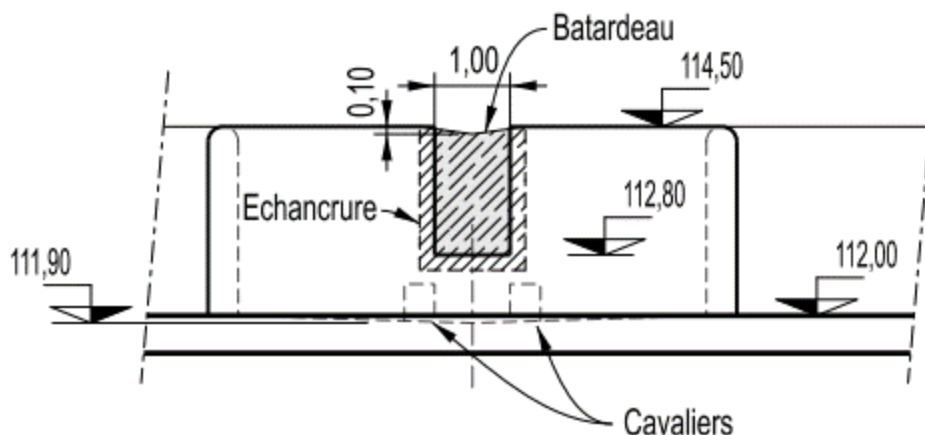


Figure 36 : Elévation amont de la passe batardable

La cote de déversement après fermeture est légèrement inférieure à la cote de retenue normale du fait de l'échancrure en « V » ménagée en partie supérieure.

Jusqu'à un débit de 20 l/s (c'est-à-dire à l'étiage), cette échancrure permet de privilégier un écoulement dans le chenal existant situé en aval qui constitue l'un des points d'intérêts écologiques du site. L'eau déverse ensuite sur le radier dans une partie où l'écoulement est canalisé par deux cavaliers en béton jusqu'au chenal naturel en aval.

A partir d'un débit supérieur à 20 l/s, la retenue atteint la cote prévisionnelle de retenue normale (114,5 m NGF).

Le batardeau est une pièce métallique mécanosoudée protégée par une peinture anti-corrosion. Les rainures sont en acier scellés dans le béton. Le batardeau ne pourra être retiré qu'après abaissement de la cote du plan d'eau sous la cote 112,8 m NGF.

7.3 RECALIBRAGE DU COURSIER EN BETON

7.3.1 PREAMBULE

L'objectif du redimensionnement du coursier est :

- de prévenir la surverse sur les bajoyers,
- d'assurer une résistance compatible avec les efforts induits par l'écoulement, notamment en cas de défaillance d'un joint inter-plot.

La solution retenue consiste à :

- déconstruire le bajoyer en rive gauche de l'évacuateur existant,
- élargir le coursier en rive gauche de 8 m après terrassement pour porter la largeur totale de l'évacuateur à 16 m,
- rechemiser l'ensemble du coursier existant en béton armé avec une rehausse des bajoyers,
- prolonger le coursier vers l'amont d'environ 20 m,
- reconfigurer la géométrie à l'entonnement du coursier pour réduire les ondes stationnaires et assurer l'étanchéité sur les rives.

7.3.2 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES GENERALES

Le confortement prévu consiste à construire un coursier en béton armé à l'intérieur du coursier existant (et de la fouille terrassée en rive gauche).

Les deux coupes-types ci-dessous illustrent les principales dispositions constructives retenues en section courante et au droit des joints inter-plots.

Le coursier à construire est un « U » en béton armé, équipé de bajoyers de hauteurs équivalentes sur les 2 rives au niveau des joints. L'épaisseur des bajoyers est de 0,4 m, et l'épaisseur du coursier est de 0,5 m.

La distance entre le bajoyer en rive gauche et le front de taille est fixée de façon à pouvoir circuler en sécurité entre le bajoyer et le front de taille, et d'y installer les coffrages verticaux.

L'espace entre le bajoyer et le front de taille est comblé par un remblai attenant.

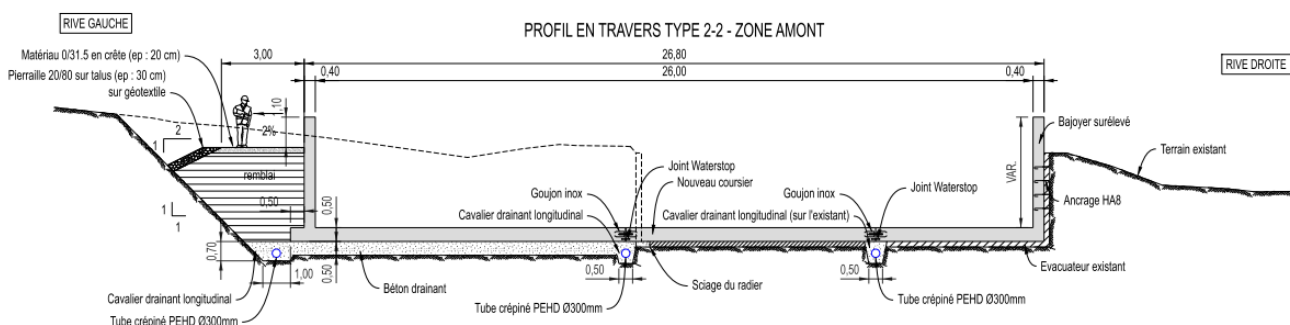


Figure 37 : Profil en travers type du coursier conforté de l'évacuateur de crues

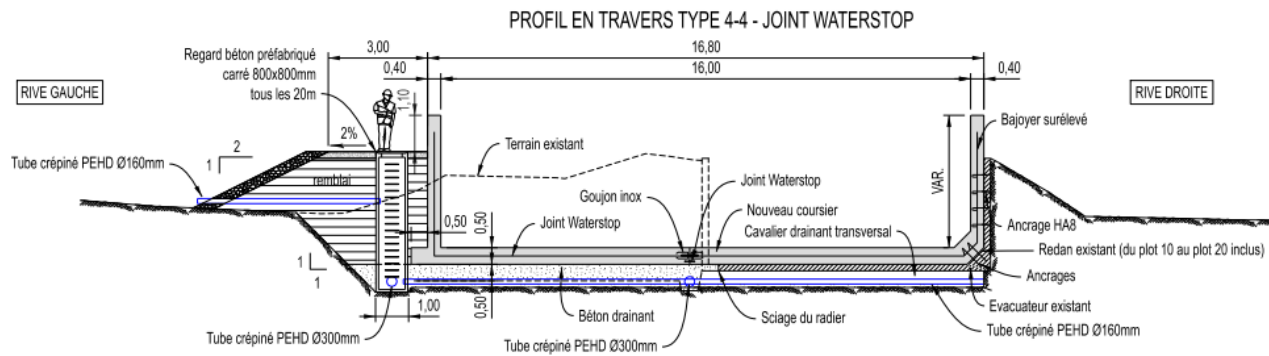


Figure 38 : Profil en travers type du coursier conforté au droit d'un joint interplots

Concernant les dispositions techniques de confortement, on peut distinguer :

- celles destinées à réduire les efforts moteurs induits par les sous-pressions (étanchéité et drainage),
- celles destinées à augmenter les efforts résistant vis-à-vis du soulèvement (ancrages, bèches, goujons et contre-bèches).

7.3.3 MESURES DESTINEES A REDUIRE LES SOUS-PRESSIONS :

L'étanchéité entre les plots est assurée par des joints waterstop dans le nouveau béton et le traitement des reprises entre nouveau et ancien béton (cf 7.3.5). La bande Waterstop, scellée dans le béton armé des plots, est continue sur tout le linéaire des joints et remonte jusqu'en haut des nouveaux bajoyers.

Le drainage en sous face du coursier est assuré par :

- *dans l'emprise du coursier existant*, des drains transversaux et longitudinaux (pehd 160 mm) au droit des futurs joints du nouveau radier insérés dans des bèches en béton drainant (dont certains reprennent les limites des dalles du radier existant),
- *dans l'emprise de l'extension du coursier (en rive gauche et vers l'amont)*, des drains transversaux et longitudinaux (pehd 160 mm) au droit des futurs joints du nouveau radier insérés dans un radier en béton drainant,
- *sous le remblai attenant du bajoyer de rive gauche*, un collecteur principal (pehd 300 mm).

A noter, le calepinage des joints a été réalisé en considérant les limites des dalles formant le radier existant (à partir de l'orthophoto réalisée par le drone pour le levé topographique).



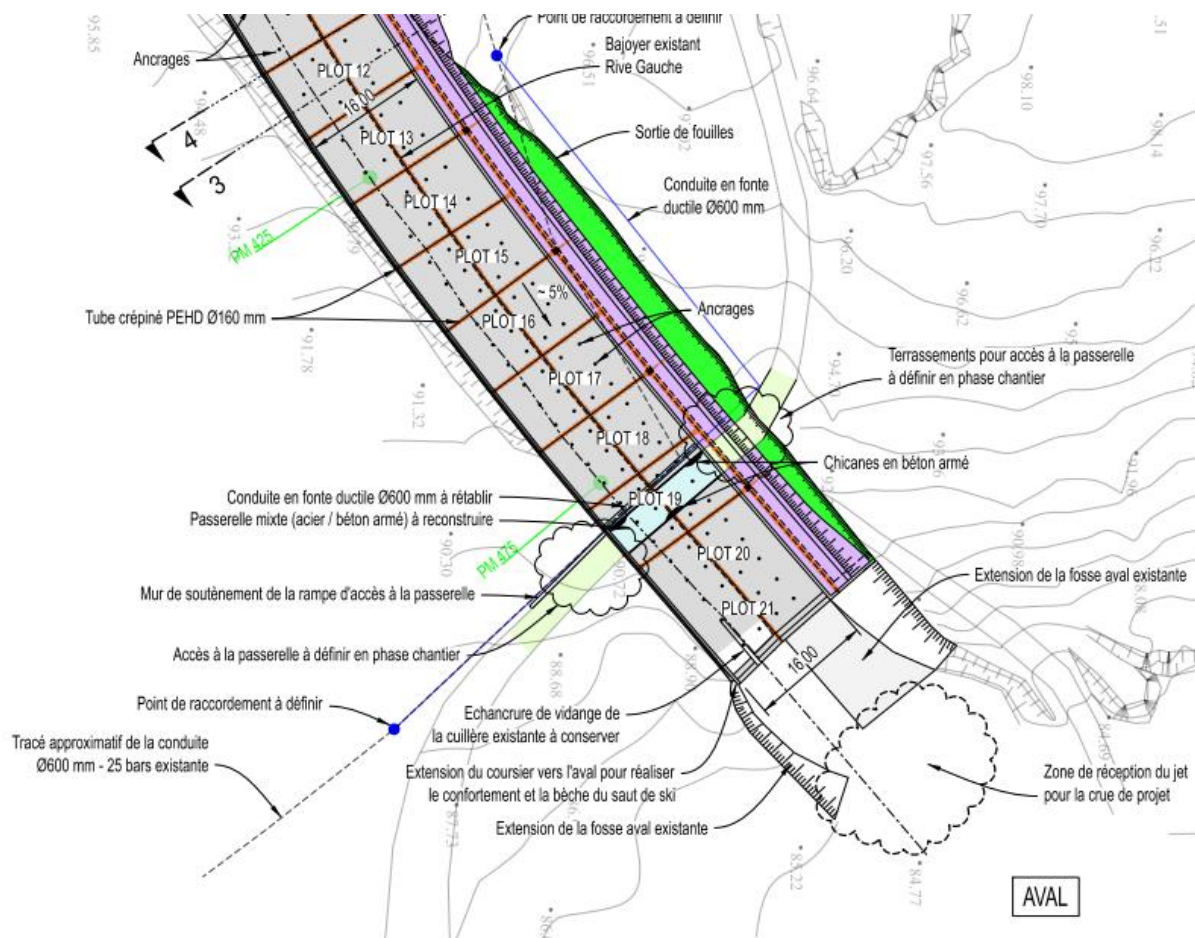


Figure 39 : Réseau de drainage du coursier

Des regards d'inspection du réseau de drainage sont prévus dans le remblai attenante. Ces regards en béton préfabriqué (carré 800 x 800 mm) permettent un accès direct à la crépine du drain longitudinal en rive gauche et aux crépines des cavaliers transversaux.

Ces regards ont une double fonction :

- faciliter l'inspection et l'entretien du réseau de drainage (l'espacement des regards est d'environ 20 m, facilitant ainsi l'inspection caméra du réseau de crépines) ;
- aider à localiser les éventuelles zones de fuite.

A noter, lorsque la topographie le permet, les regards situés dans des remblais attenants sont équipés d'exutoire vers l'extérieur qui permettent de limiter l'éventuelle mise en charge du réseau.

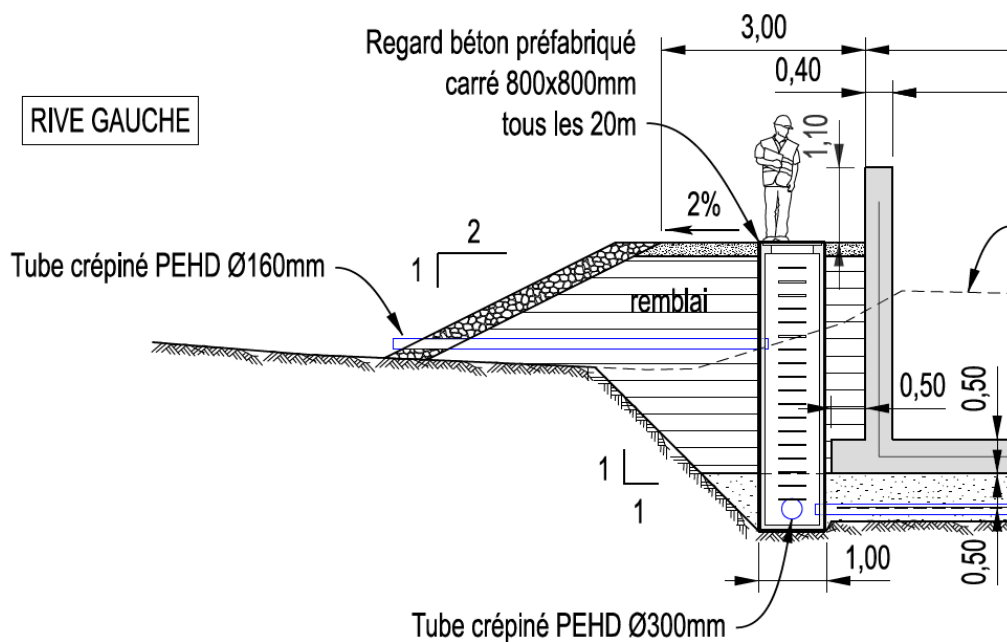


Figure 40 : Regard d'inspection du réseau de drainage

L'extrait de plan suivant présente les dispositifs d'étanchéité, de drainage et de contre-bèche au droit du raccordement entre les plots du nouveau coursier.

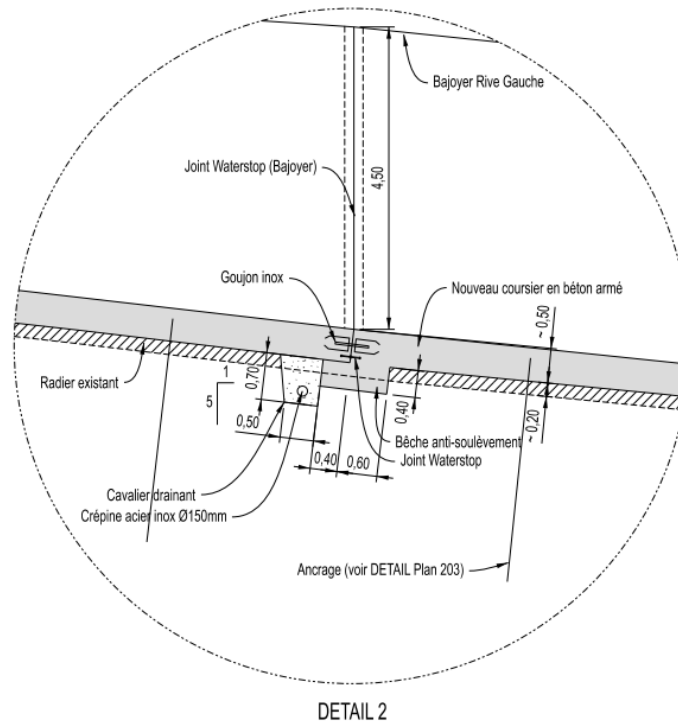


Figure 41 : Détail du raccordement entre les plots

7.3.4 MESURES DESTINEES A AUGMENTER LA RESISTANCE AU SOULEVEMENT

Pour renforcer la résistance au soulèvement :

- le poids propre du nouveau coursier est stabilisateur vis-à-vis du risque de soulèvement ;
- le nouveau coursier est ancré dans la fondation (sur une partie du linéaire) et connecté au coursier existant ;
- le débord du radier en rive gauche permet de mobiliser une partie du poids propre des remblais attenants ;
- les interplots amont/aval du nouveau coursier comprennent des bèches et contre-bèches : pour se soulever, le plot aval doit soulever le plot amont qui, lorsqu'il veut se soulever, est plaqué par la vitesse de l'écoulement ;
- tous les joints sont équipés de goulons coulissants pour permettre la transmission d'efforts tranchants entre les dalles ;
- lorsque cela est jugé nécessaire ou prudent (du plot 7 au plot 21), le radier est ancré dans la fondation.

Le dimensionnement des ancrages est présenté dans le document annexe n°3 (21F-069-RM-12_PRO_ANNEXE_3_G2-PRO). Chaque plot a été considéré comme monolithique d'une rive à l'autre de manière à apprécier le nombre global d'ancrage. Formellement, des joints délimitent deux à trois éléments par plots (ces plots étant connectés par des goulons). Les calculs devront être repris dans le cadre des études d'exécution en traitant isolément chacun des sous-éléments des plots et sur la base d'essais d'arrachement.

Les ancrages sont protégés contre la corrosion par le coulis de scellement. Par ailleurs, le contact avec l'eau est limité par le dispositif de drainage disposé sous le radier.

Les goujons coulissants sont scellés dans le béton à une extrémité tandis que l'autre extrémité permet de coulisser dans un coulisseau noyé dans le béton. Ils permettent de reprendre les efforts tranchants tout en évitant de transmettre les efforts de dilatation/contraction thermique du béton.

Les bèches et contre-bèches ne sont prévues qu'au droit des joints transversaux.

Les goujons coulissants sont prévus au droit des joints transversaux et longitudinaux.

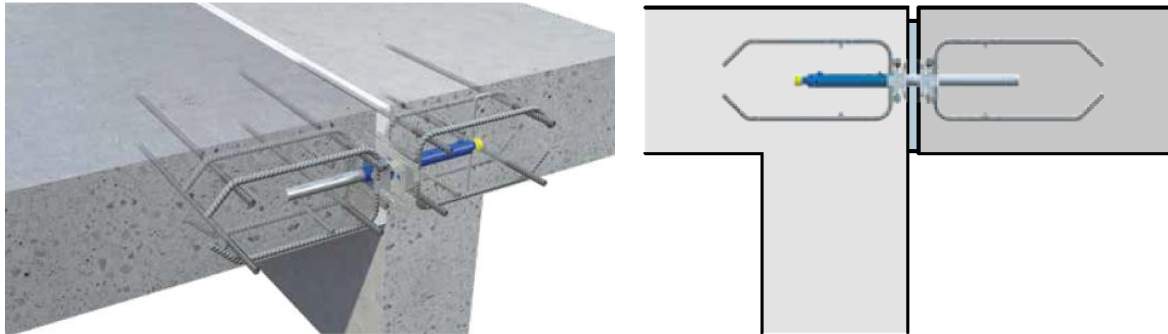


Figure 42 : goujons coulissants

Les ancrages sont constitués des barres filetées, scellées au coulis de ciment dans des forages de diamètre 115 mm. L'injection est de type gravitaire avec complément (en principe jusqu'à 2,5 fois le volume théorique du forage).

Les têtes d'ancrages, constituées d'une plaque de répartition maintenue sur les barres d'ancrage par des écrous, sont noyées dans le nouveau radier en béton à mettre en œuvre.

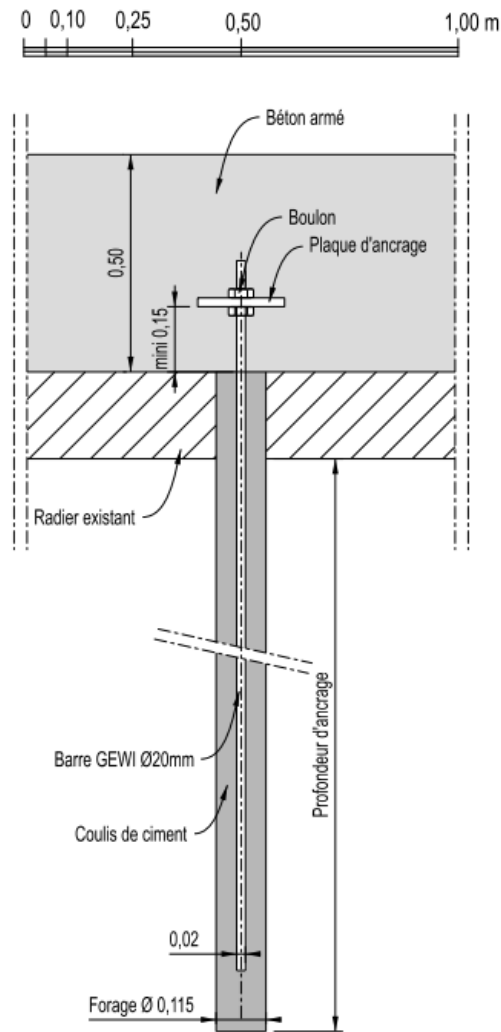


Figure 43 : Détail d'un ancrage du coursier

7.3.5 LIAISON ENTRE VIEUX BETON ET BETON EN PLACE

Le parfait collage du coursier projeté à l'existant est indispensable pour mobiliser le poids propre du coursier existant et éviter les infiltrations et le développement de sous-pressions entre l'existant et le nouveau coursier. Ce collage est assuré :

- par un traitement adapté des reprises :
 - sur les reprises horizontales, un sablage humide puis un nettoyage à l'eau libre ;
 - sur les reprises verticales, un bouchardage puis un nettoyage au jet haute pression.
- par un ancrage entre les bétons neufs et le béton existant :
 - au niveau du radier, par les ancrages dans la fondation, qui recoupent l'existant ;
 - au niveau des bajoyers, par le scellement chimique d'agrafes HA8 dans les bajoyers existants.

7.3.6 CALAGE DES BAJOYERS

Le calage des bajoyers a été défini par la modélisation hydraulique 3D présentée en détail dans le document annexe n°1. La hauteur des futurs bajoyers est comprise entre 4,0 et 5,0 m.

Le plan 21F-069_PRO_EVC_400 présente un profil en long projeté sur un axe au centre du coursier avec :

- Le radier et le calage en hauteur des bajoyers,
- Les lignes d'eau au contact des bajoyers de rive gauche et de rive droite pour :
 - Le débit extrême (612 m³/s dans le coursier correspondant à une retenue au niveau de la crête),
 - Le débit de projet (T=10 000 ans) avec une majoration de 10% du débit (430 x 1,1 = 473 m³/s dans le coursier).

Le modèle 3D montre que les sommets des ondes se déplacent avec les débits (vers l'amont lorsque le débit augmente).

Le calage a été réalisé en **considérant l'enveloppe supérieure des ondes stationnaires pour le débit extrême (612 m³/s)**. Les bajoyers de rive gauche et de rive droite seront de hauteur identique au niveau des joints des différents plots.

A titre d'information, pour le débit de projet majoré (473 m³/s), il en résulte une revanche minimale de 0,6 m soit une valeur comparable au terme forfaitaire de la formule USBR ($R = 0,61 + 0,03715 V h^{1/3}$).

7.3.7 TERRASSEMENT EN RIVE GAUCHE

Le terrassement sera réalisé :

- par minage pour la masse,
- au BRH pour la finition (en périphérie de la zone à terrasser et en particulier sur le radier).

Le radier existant devra être scié longitudinalement à la base du bajoyer rive gauche avant les tirs pour limiter la transmission des vibrations vers la partie conservée de l'évacuateur.

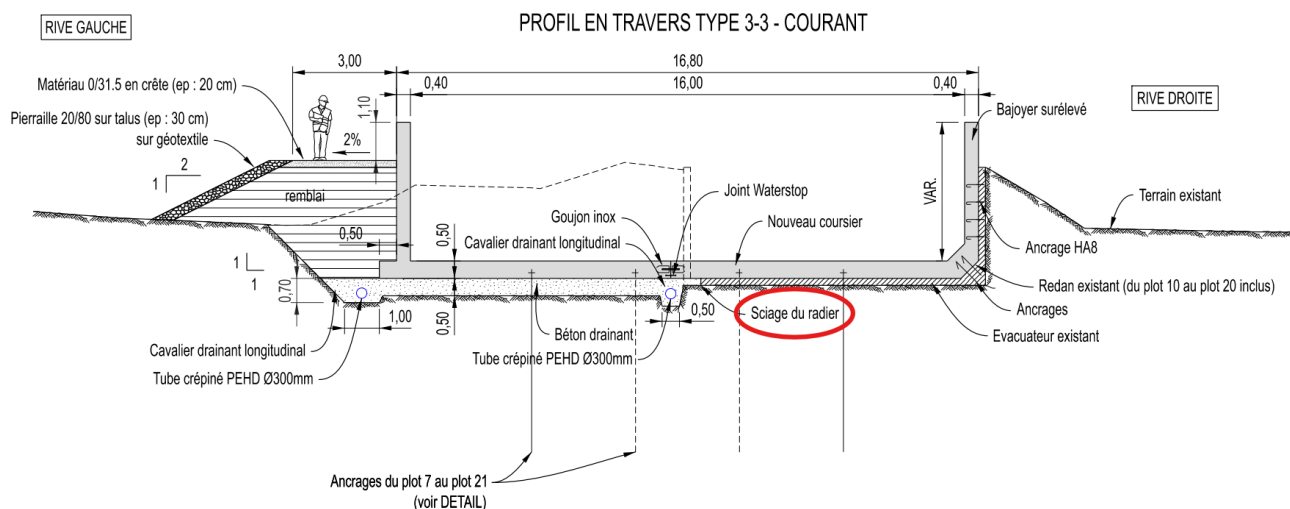


Figure 44 : Localisation du sciage du radier

Le minage devra faire l'objet d'essais de tirs pour définir la maille et la charge unitaire avec mesure de vibration.

Les talus devront faire l'objet d'une purge pour la protection des ouvriers en phase chantier.

7.4 TIRANT D'AIR SOUS LA PASSERELLE ET LA CONDUITE

7.4.1 CALAGE ALTIMETRIQUE

Une passerelle en béton armé et une conduite traversent l'évacuateur au droit du futur plot 19, à environ 25 m en amont de l'extrémité aval.



Figure 45 : Conduite et passerelle

Un levé topographique au sol a conduit aux caractéristiques suivantes :

- Passerelle : cote sous poutre = 90,15 m NGF / épaisseur = 0,70 m / largeur = 4,0 m
- Conduite : cote génératrice inférieure = 89,70 m NGF / diamètre = 600 mm

La conduite et la passerelle sont représentées sur l'extrait de plan suivant avec :

- L'implantation actuelle (en pointillé),
- L'implantation future (en trait fort).

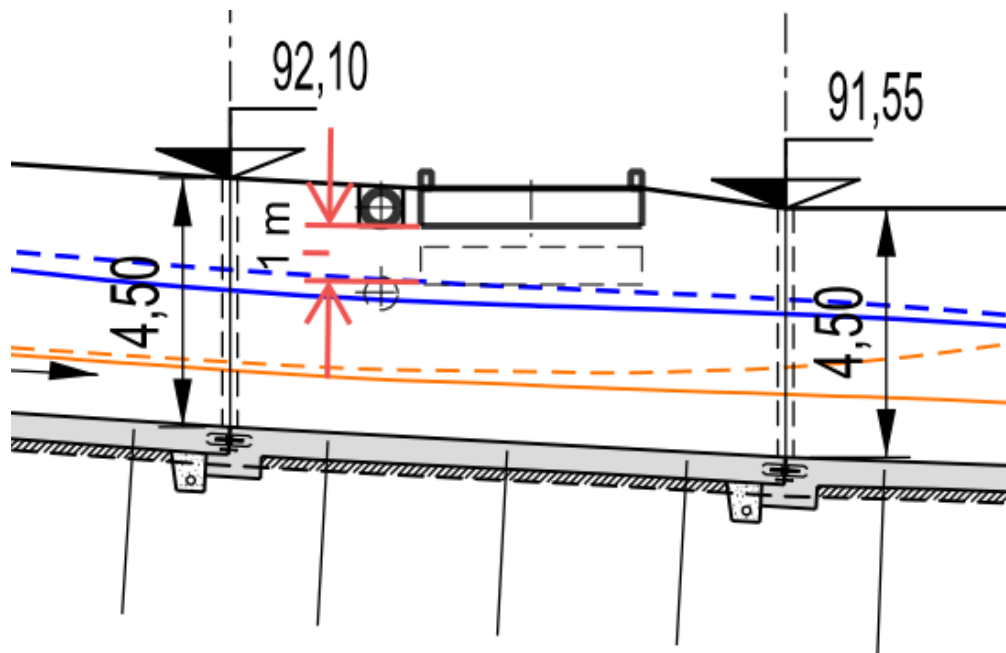


Figure 46 : Passerelle et conduite

La passerelle et la conduite seront démantelées et reconstruites afin de garantir un tirant d'air d'un mètre par rapport à la cote maximale estimée par le modèle 3D pour le débit extrême (soit le sommet de l'onde stationnaire au contact du bajoyer droit).

Le tirant d'air est de :

- 1,3 m par rapport à la situation exceptionnelle,
- 1,0 m par rapport à la situation extrême.

Il est également rappelé que la ligne d'eau 3D prend en compte une majoration de 10% du débit.

7.4.2 CARACTERISTIQUES DU PONT

Les études d'exécution du pont seront à la charge de l'Entreprise, en tenant compte de l'interaction avec le coursier et de l'importance du phasage des méthodes de construction.

Le pont devra permettre la traversée des véhicules légers en maximisant le tirant d'air.

Les dimensions suivantes sont fixées :

- Largeur : 4 m
- Portée : 16 m (pas de pile dans l'évacuateur)

Le choix du type de tablier n'est à ce stade pas imposé. Le choix se fera néanmoins sur l'impact du type de tablier sur le tirant d'air qui devra être inférieur à 0,6 m. Sont donc à privilégier des solutions de tablier comme pont à poutres latérales, pont à poutrelles enrobées ou structure mixte.

Le dimensionnement sera réalisé suivant les Eurocodes dans le cadre des études d'exécution de l'entreprise. En particulier les charges routières sont définies par la NF EN 1991-2 et son annexe nationale :

- Chargement LM1 : classe de trafic 2
- Chargement LM2 pour les vérifications locales.

Un système de chicane en béton armé sera implanté de manière à interdire les poids lourds tout en permettant le passage de véhicules légers avec remorque (cf. schéma de principe suivant).

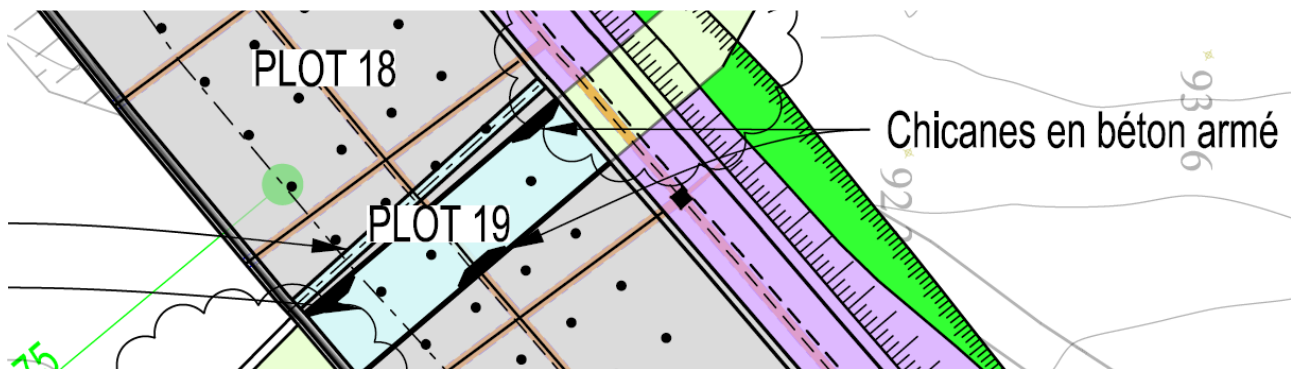


Figure 47 : Schéma de principe des chicanes

7.4.3 CARACTERISTIQUES DE LA CONDUITE

La conduite actuelle est en fonte ductile et son diamètre est de 600 mm. Cette conduite franchit le coursier en amont de la passerelle, à la cote 89,7 m NGF.

Cette conduite sera déplacée de manière provisoire pendant la phase chantier et installée ensuite de manière définitive en amont de la passerelle.

En phase provisoire, une conduite provisoire souple, sera mise en place en aval du coursier.

En phase définitive, les caractéristiques de la conduite sont les suivantes :

- Conduite en fonte ductile,
- Diamètre 600 mm,
- Cote du fil d'eau : 91,25 m NGF.

Des massifs en béton seront à prévoir aux changements de direction de la conduite (planimétriques et altimétriques).

Les points de raccordement exact restent à définir par l'OEHC, après investigation plus poussées de la conduite existante (localisation et profondeur) Les points de raccordement pressentis sont indiqués sur le schéma suivant.

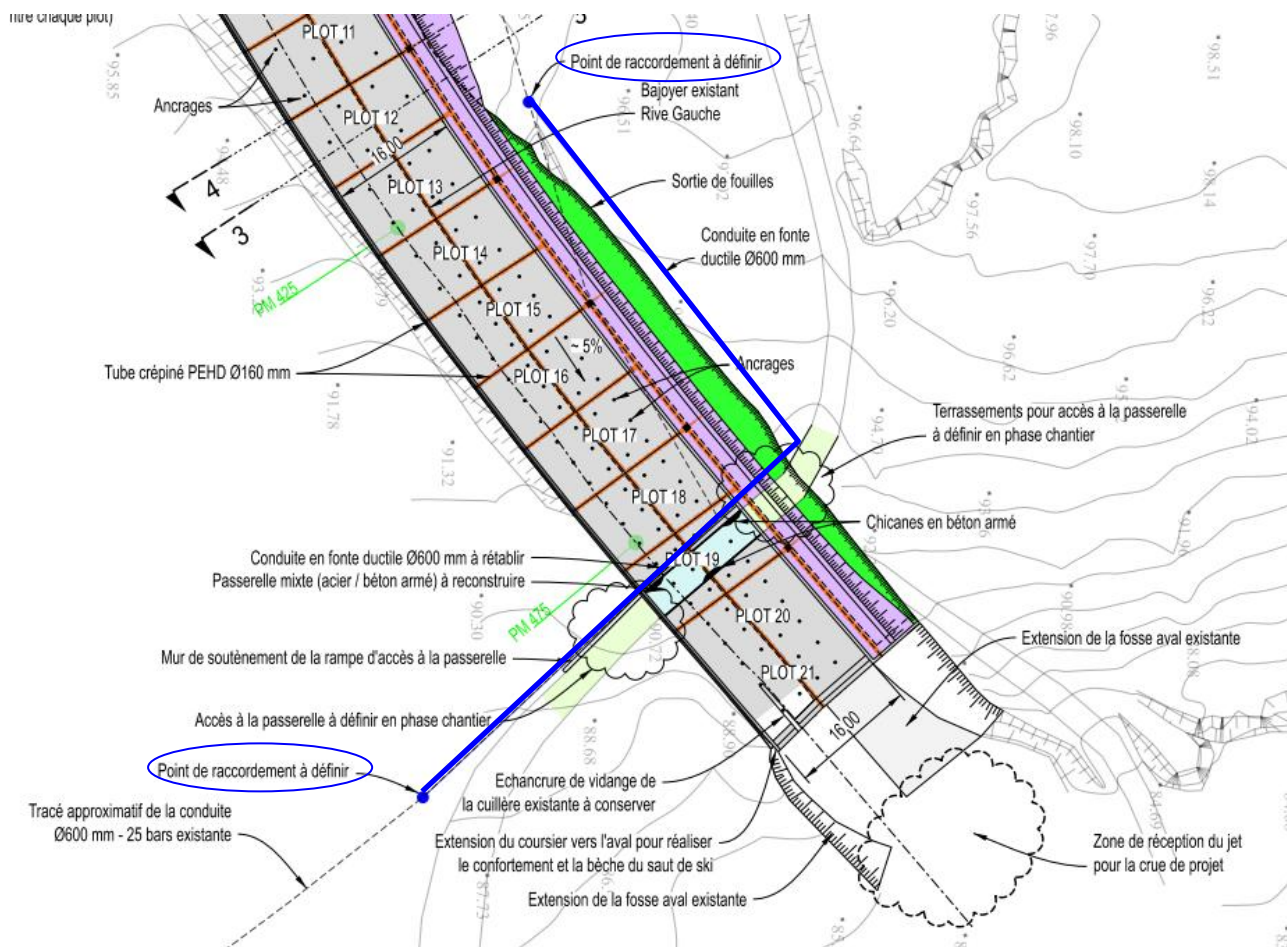


Figure 48 : Schéma de la conduite traversant l'EVC

Le projet de mise en conformité de l'évacuateur de crues ne prévoit pas la pose de cette nouvelle conduite. Une échancrure sera réalisée dans les bajoyers rive droite et rive gauche pour le passage de la conduite.

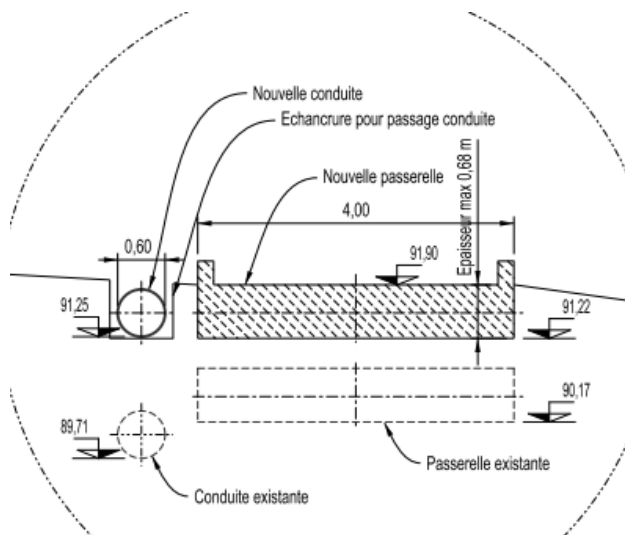


Figure 49 : Schéma de principe de l'échancrure pour le passage de la nouvelle conduite

7.5 MODIFICATION DU SAUT DE SKI (PLOT 21)

7.5.1 CONFORTEMENT ET PROLONGEMENT DU SAUT DE SKI

Le massif en béton du saut de ski existant (plot 21) est conservé.

En rive droite du coursier, le nouveau coursier se raccorde donc au saut de ski existant. Le raccordement à l'existant est illustré sur l'extrait de plan ci-dessous.

La partie aval du radier actuel sera déconstruite pour ancrer le nouveau radier dans le saut de ski existant.

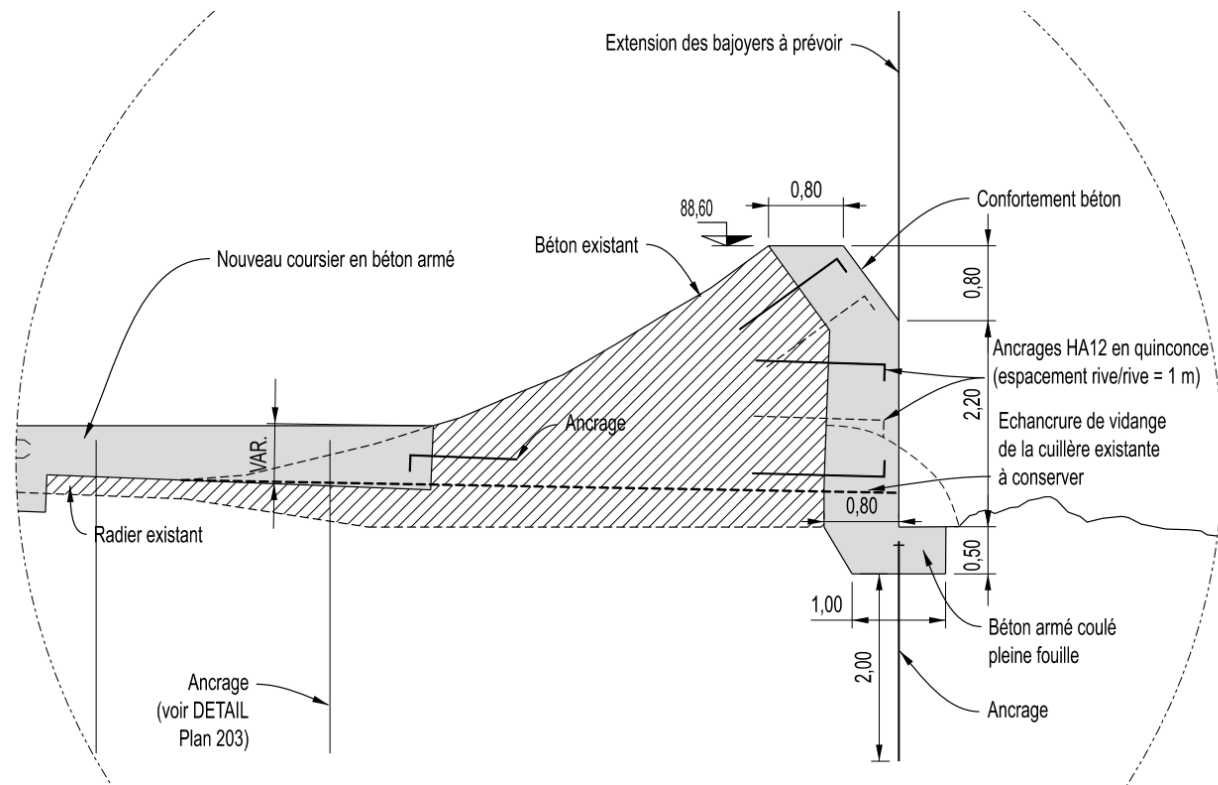


Figure 50 : Détail du raccordement au saut de ski

La partie aval du saut de ski conservé est confortée par un épaulement en béton armé ancré dans le béton existant et dans le substratum :

- par une bèche,
- par des ancres.

L'échancrure au milieu du saut de ski existant est conservée et prolongée dans l'extension en béton, cette dernière permettant le drainage du point bas à l'amont du saut de ski.

En rive gauche du coursier, le saut de ski est à construire intégralement avec une géométrie identique à la partie existante. La partie gauche du saut de ski sera ancrée dans la partie droite par des aciers HA10 (verticaux dans le sens rive-rive) à raison d'un ancrage tous les m². Les reprises de bétonnage feront l'objet d'un bouchardage et d'un nettoyage au jet haute pression.

La vérification de la stabilité du plot 21 (saut de ski) est présentée dans le document annexe n° 3.

7.5.2 RECEPTION DU SAUT DE SKI

La zone de réception du saut de ski a été appréciée à partir de la modélisation hydraulique 3D pour la crue de projet. La zone de réception est située à une distance de 15 à 30 m au pied aval du saut de ski (cf. extrait de plan suivant). Cette distance est inférieure à celle d'une trajectoire parabolique qui serait imposée par le seuil (en noir sur la figure suivante). Plusieurs paramètres expliquent cet écart :

- le rayon de courbure R du saut de ski est manifestement mal dimensionné ; il est du même ordre que la hauteur H de lame d'eau alors que les recommandations usuelles préconisent $R/H > 5$; le rayon est donc insuffisant pour réorienter totalement le jet ;
- la lame d'eau est particulièrement hétérogène en amont du saut de ski du fait des ondes avec des lames d'eau et des orientations des vitesses tous deux variables d'une rive à l'autre ; cette hétérogénéité compromet le bon fonctionnement du saut de ski ;
- l'interaction air/eau (prise en compte dans le modèle) qui conduit toujours à une trajectoire moins longue que la trajectoire parabolique théorique.

Un calcul analytique conduit à estimer que le jet calculé par le modèle 3D suit une trajectoire correspondant à un angle de départ inférieur à 16° (pour un angle de départ de 36° imposé par le génie civil).

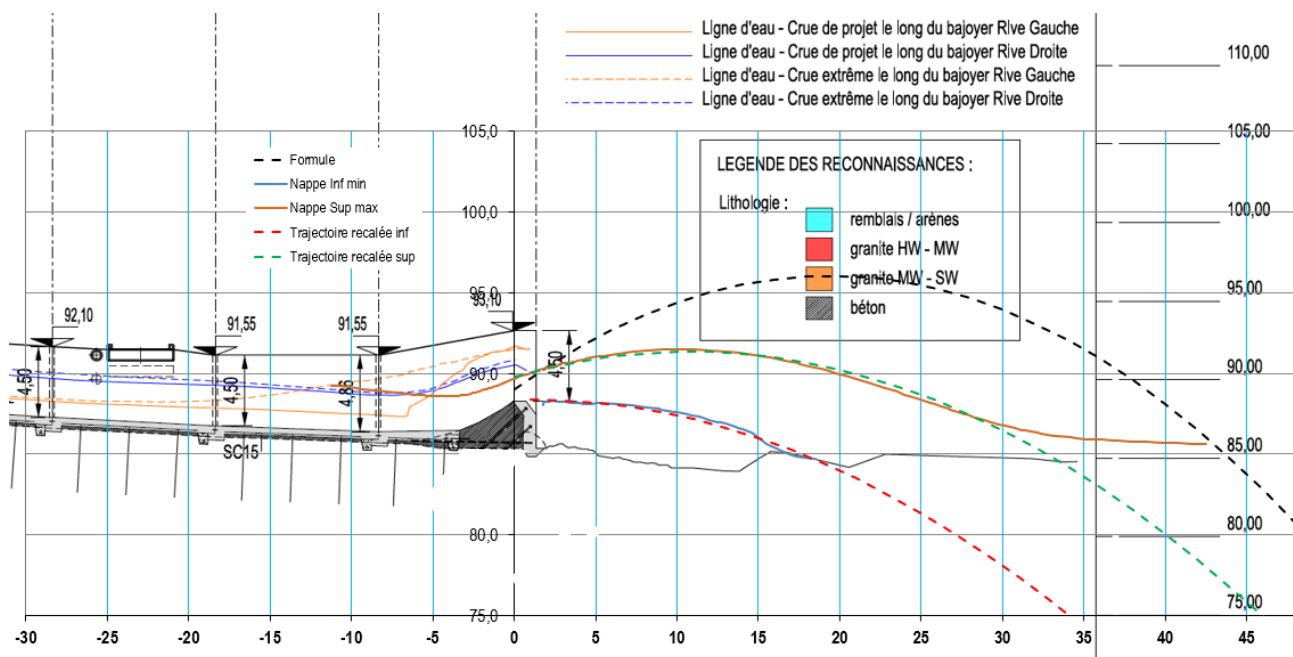


Figure 51 : trajectoires du modèle hydraulique 3D

Afin de ne pas faire obstacle au jet provenant du saut de ski, il est nécessaire de réaliser des terrassements sur les deux rives en aval du saut. L'extrait de plan suivant présente l'emprise des terrassements et la localisation de la zone de réception.



Figure 52 : Emprise des terrassements du bassin de réception

L'expert géologue d'ISL a procédé à une inspection de la zone de réception. Le granite sain est apparent au pied et en aval de la cuillère (probablement du fait des fouilles et du décapage par l'écoulement depuis la mise en service de l'ouvrage). Il a été jugé qu'il n'était pas utile de terrasser une fosse de réception compte tenu :

- de la présence du rocher sain affleurant ne présentant aucune trace d'incision,
- de la distance séparant la zone de réception du saut de ski (15 à 30 m),
- de la bêche d'ancrage complémentaire ancrée au rocher qui permet de limiter les risques de basculement en cas d'affouillement au pied de l'ouvrage,
- du profil subhorizontal de la zone de réception dont un surcreusement peut difficilement menacer l'intégrité du pied du saut de ski.

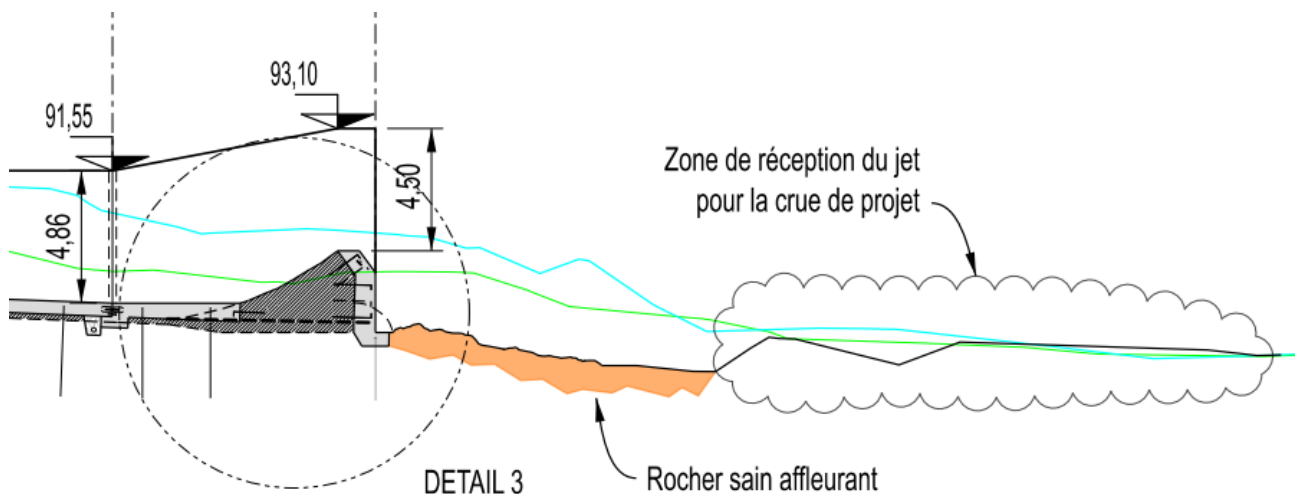


Figure 53 : Zone de réception

7.6 FERMETURE TOPOGRAPHIQUE

7.6.1 PREAMBULE

Compte tenu de l'élévation de la cote de retenue normale, des travaux complémentaires sont à réaliser pour assurer la fermeture topographique du barrage. Ils comprennent :

- la rehausse du muret pare-vague,
- le prolongement du muret sur les rives du barrage,
- la fermeture topographique du chenal de l'évacuateur depuis la retenue jusqu'au nouveau coursier.

7.6.2 REHAUSSE DU MURET PARE-VAGUE

7.6.2.1 Muret actuel

Un muret pare-vague est implanté en crête, côté retenue, pour éviter les surverses liées aux vagues. D'après les plans de projet de la construction, ce muret mesure 0,65 m de haut. D'après les levés topographiques 2021, la hauteur du muret est comprise entre 0,4 et 0,6 m.

L'extrait de plan suivant présente la coupe de projet qui correspond à des photos anciennes du site. Ce mur a été repris en 2018 avec un enrobage en béton en surépaisseur (trait rouge sur la figure suivante).

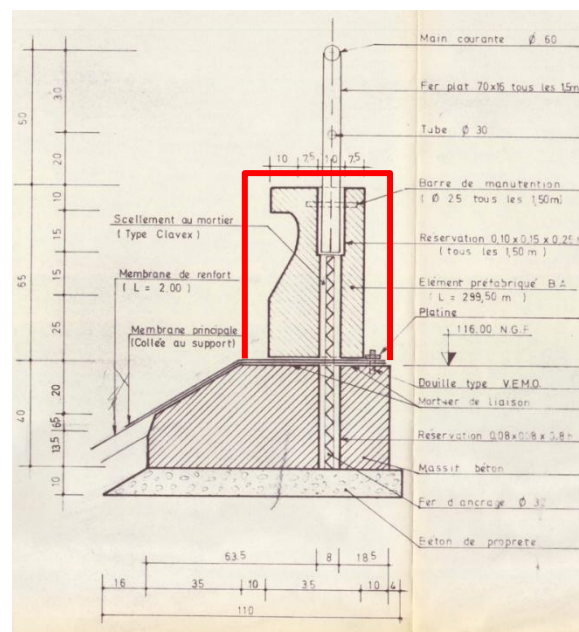


Figure 54 : Coupe type du muret pare-vague - Plan de projet de la construction

On relève également que le muret ne se ferme pas sur les deux rives comme illustré sur la photo suivante.



Figure 55 : Muret pare-vague (rive gauche)

Pour assurer la revanche nécessaire par rapport à la PHE (1,6 m), le muret pare-vague doit être prolongé et rehaussé jusqu'à la cote 117,2 m NGF.

7.6.2.2 Rehausse du muret pare-vague

Compte tenu du raccordement entre la membrane et le muret pare-vague existant, il est préférable de prévoir un épaulement par l'aval du muret pare-vague existant (et éviter ainsi d'avoir à intervenir sur l'étanchéité en partie supérieure).

Sur le barrage et ses rives (450 m), la solution proposée pour atteindre la cote de protection contre les vagues de 117,20 m NGF est présentée sur la figure ci-dessous. Il s'agit de mettre en place 1 à 2 cages en gabions de 50 cm de haut et 50 cm de large sur une assise en béton armé d'une hauteur minimale de 0,30 m. Les gabions sont connectés à l'assise par des barres en acier galvanisées scellées dans le béton. Les deux cages de gabion sont ligaturées entre elles afin de conférer une résistance à la traction de l'interface (tout en augmentant la résistance au cisaillement).

L'ensemble épaulement le muret existant.

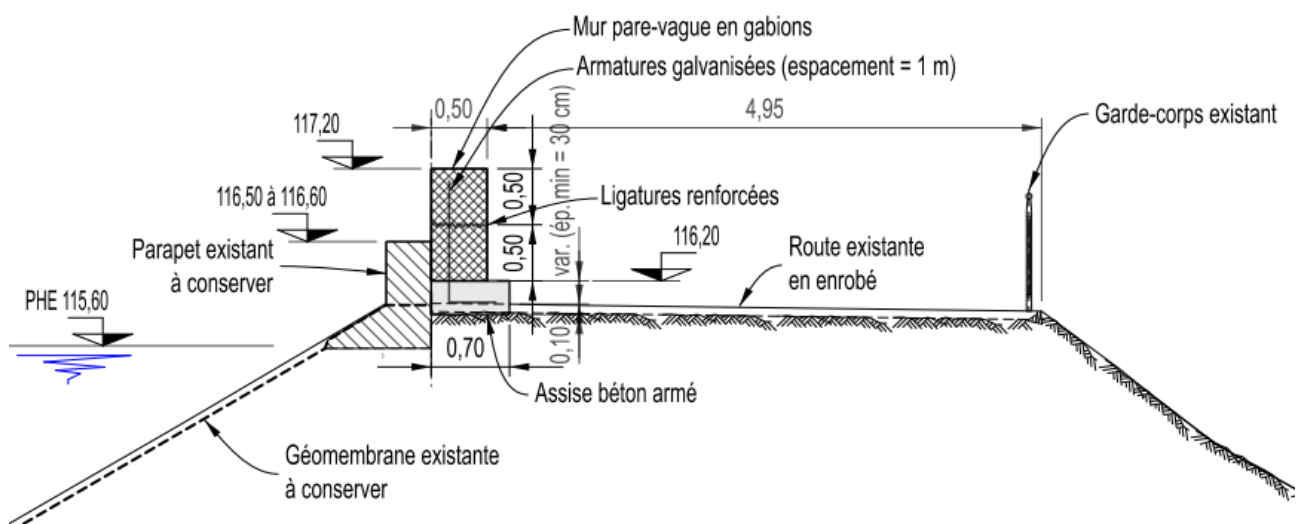


Figure 56 : Mur pare-vague selon PROJET

La longueur totale est d'environ 510 m (dont 450 m pour le seul barrage) avec une à deux cages de gabion (0,5mx0,5m) superposée.

L'épaisseur variable de l'assise permettra de compenser les irrégularités de la cote de crête et atteindre la cote requise. La largeur en crête restante pour circuler est d'environ 5,0 m.

L'extrait de plan suivant présente la coupe type correspondant aux extensions sur les rives. Les gabions sont directement posés sur le fond de fouille. La profondeur de la fouille permettra d'ajuster la cote de crête.

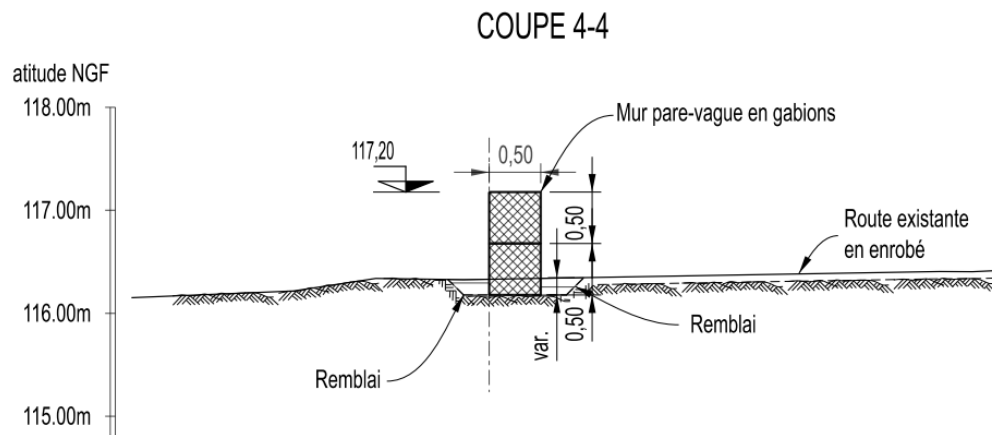


Figure 57 : Mur en gabions sur les rives

Le calcul des vagues et l'étude de stabilité du mur pare-vague sont présentés dans le document annexe 4.

Le tableau suivant présente le résultat pour les vagues dont le calcul a pris en compte l'extension du plan d'eau du fait de la rehausse.

Tableau 13 : Synthèse des côtes et run-up

	Vague de projet Hd (m)	Cote retenue Z (m NGF)	Run-up (m)	Z + R (m NGF)
Situation PHE (50 ans)	0,8	115,6	1,6	117,2
Situation RN (1 000 ans)	1,0	114,5	2,1	116,6

La situation dimensionnante est la crue de projet avec un vent de période de retour 50 ans pour le calage altimétrique et pour la stabilité.

Pour la section située au droit du barrage (environ 450 m avec ancrage dans une assise en béton armé), la stabilité a été vérifiée au glissement et au renversement et les coefficients de sécurité obtenus sont importants ($>2,2$ pour une situation de probabilité $<10^{-4}$).

Sur les extrémités (environ 60 m sans assise en béton armé), il est considéré que les vagues ne peuvent générer le run-up calculé du fait de leurs localisations et de la topographie au pied du mur pare-vague. Ce dernier est toutefois maintenu notamment pour matérialiser la continuité du périmètre de la retenue entre la rive droite du barrage et le seuil labyrinthe.

7.6.3 FERMETURE TOPOGRAPHIQUE EN RIVE GAUCHE ENTRE L'EVACUATEUR ET LE BARRAGE

La cote du terrain naturel entre le voile rive droite du seuil labyrinthe et la crête du barrage est inférieure à la cote du muret pare-vague. Il est donc nécessaire d'assurer la fermeture topographique. Deux configurations sont distinguées :

- Lorsque le TN est inférieur à la cote de crête du barrage (116,0 m NGF = PHE + 0,40 m) un mur en béton est construit jusqu'à la cote 117,20 m NGF ; coté aval, le mur est remblayé jusqu'à la cote 116,0 m NGF,
- Lorsque le TN est supérieur à la cote de crête du barrage, des gabions sont mis en œuvre jusqu'à la cote 117,20 m NGF.

L'extrait de plan suivant présente le profil en long correspondant depuis l'extrémité de rive gauche du barrage.

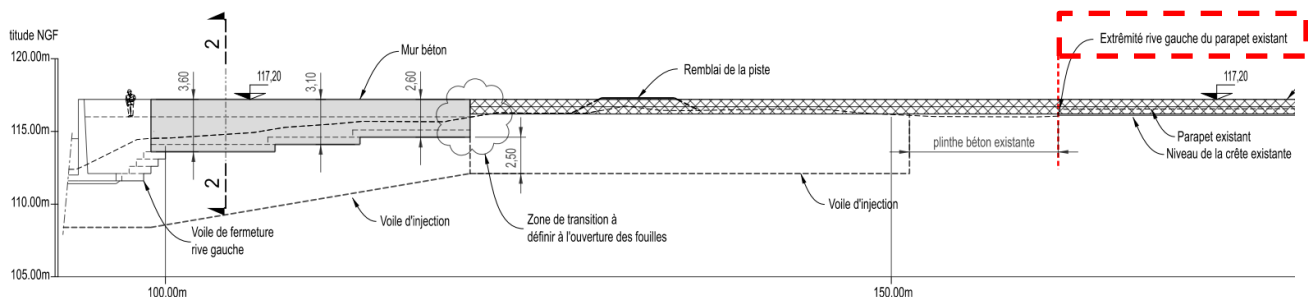


Figure 58 : Fermeture topographique entre le seuil labyrinthe et la crête

Le mur sera un mur en L en béton armé fondé au rocher sain ou modérément altéré. L'arase supérieure du mur est fixée à 117,2 m NGF. La longueur de l'ouvrage est d'environ 20 m et sa hauteur comprise entre 2,5 et 3,5 m sur fondation. Cette zone fait également l'objet d'injections.

Pour assurer sa stabilité et faciliter la surveillance, le mur est remblayé coté aval jusqu'à la cote 116,0 m NGF.

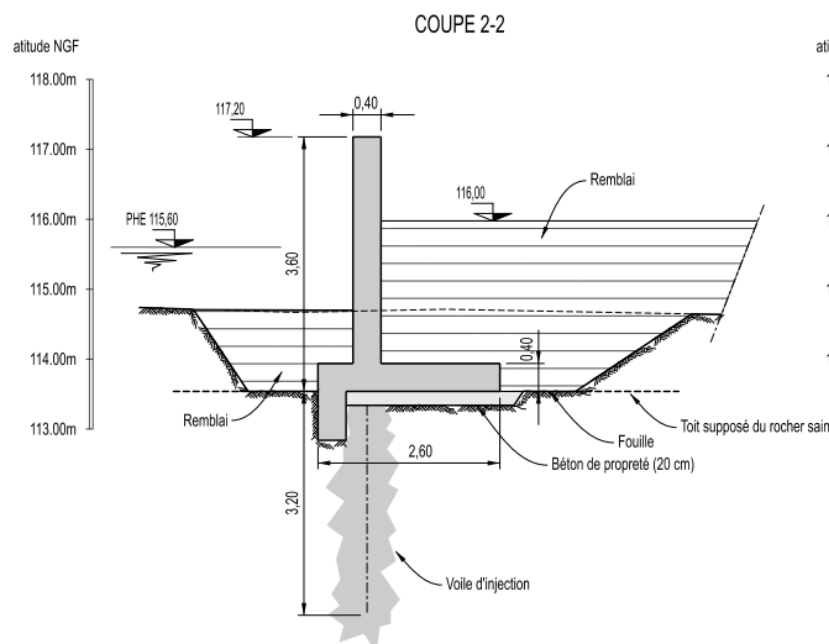


Figure 59 : mur en L entre le seuil labyrinthe et la crête

Entre le mur en béton et le parapet existant (zone où le TN > 116,0 m NGF), des cages de gabions sont mises en œuvre pour atteindre la cote de protection contre les vagues (117,20 m NGF). En fonction du TN, entre 1 et 2 cages de gabions de hauteur 0,50 m sont nécessaires, comme illustré sur la Figure 58. La longueur de ce muret en gabions est d'environ 40 m.

Le tracé de cette fermeture topographique (mur en béton + gabions) est présenté sur la figure suivante. Il s'inscrit dans le prolongement de la bèche observée en rive gauche dans le prolongement du muret pare-vague actuel.

Il prévoit une déviation de la piste afin qu'elle franchisse l'ouvrage de rehausse au moyen de rampes. Cette piste permet d'accéder facilement depuis la crête du barrage à une cale de mise à l'eau régulièrement utilisée par l'exploitant. Au droit du franchissement par la piste du muret en gabions, la crête des gabions est environ 0,7 m au-dessus du terrain naturel. Une rampe en remblais (cf. Figure 58) permettra d'assurer ce franchissement (+10 cm par rapport à la crête des gabions).

Ces travaux impacteront également la conduite implantée dans une tranchée en béton dont le tracé sera modifié avant le démarrage des travaux.

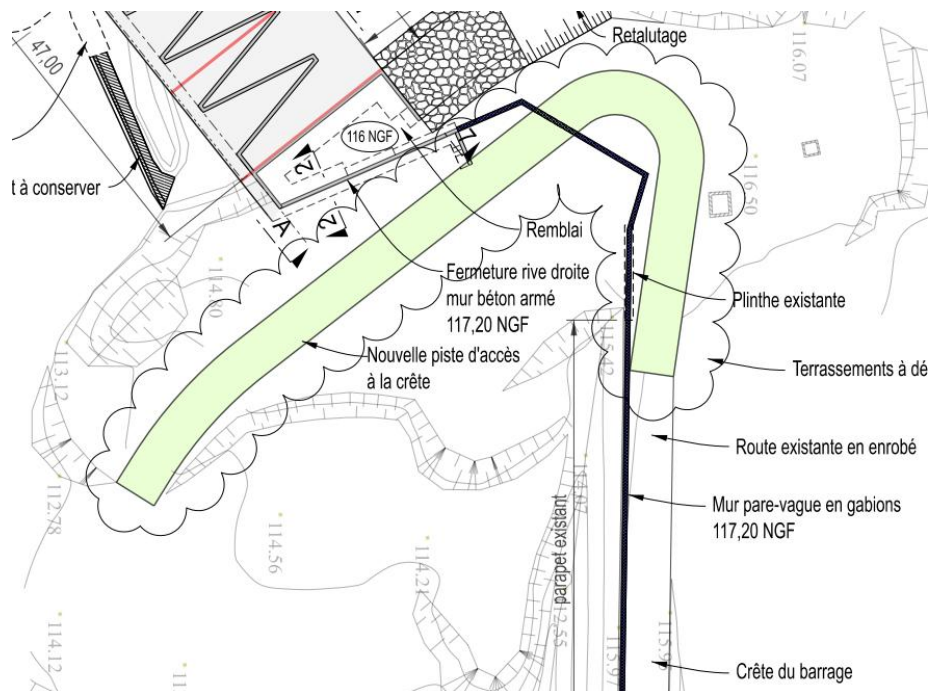


Figure 60 : Tracé du mur entre le barrage et l'évacuateur

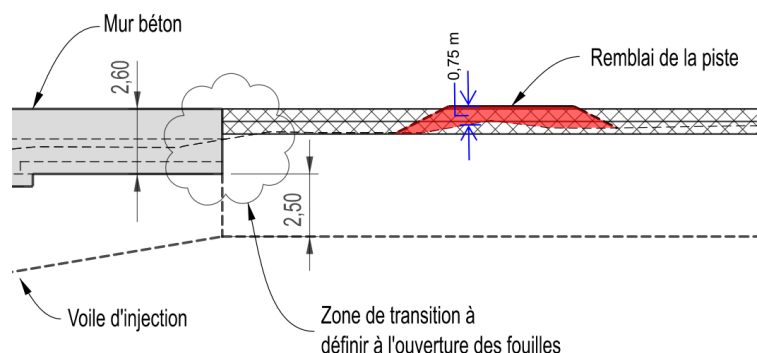


Figure 61 : Franchissement du mur en gabion par la piste

7.6.4 FERMETURE TOPOGRAPHIQUE EN RIVE DROITE

En rive droite du barrage, le terrain naturel atteint 116,0 m NGF. Pour assurer la revanche nécessaire par rapport à la PHE, le muret pare-vague en gabions doit être prolongé sur environ 14 m. La figure suivante présente le profil en long correspondant en rive droite du barrage.

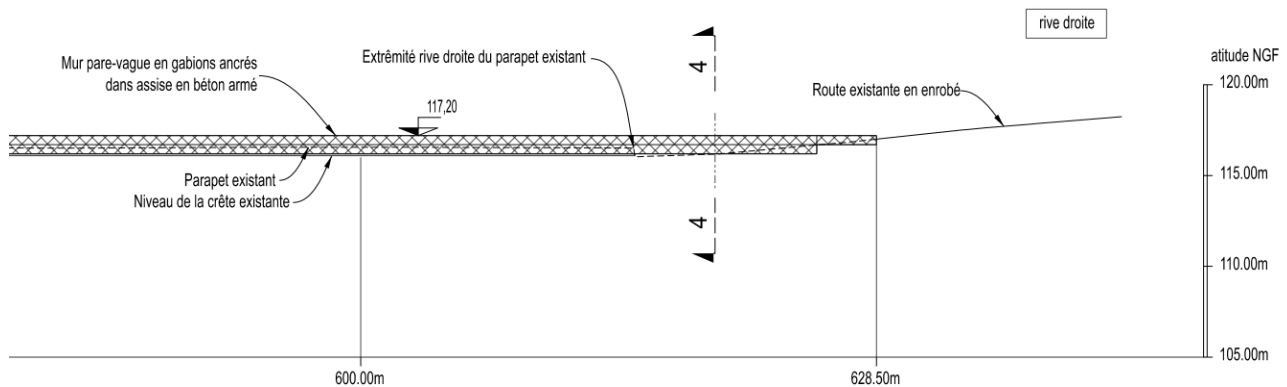


Figure 62 : Fermeture en rive droite

La protection en gabions est constituée d'1 à 2 cages de gabions de 0,50 m de hauteur en fonction du terrain naturel. La route d'accès en crête du barrage et la piste d'accès au bâtiment technique ne seront pas impactées.

7.6.5 FERMETURE TOPOGRAPHIQUE DU CHENAL SITUE EN AMONT DU COURSIER BETON

La modélisation hydraulique 3D a permis de vérifier si des débordements du chenal rocheux sont avérés pour la crue de projet ($T = 10\,000$ ans) et la crue extrême ($T = 10\,000$ ans + 30%).

Des débordements se produisent en rive gauche en amont du coursier en béton. Cette zone, en déblai, sera remblayée pour éviter ces débordements. Les remblais seront issus des terrassements rocheux réalisés dans le cadre des travaux sur le coursier.

La figure suivante localise cette zone.

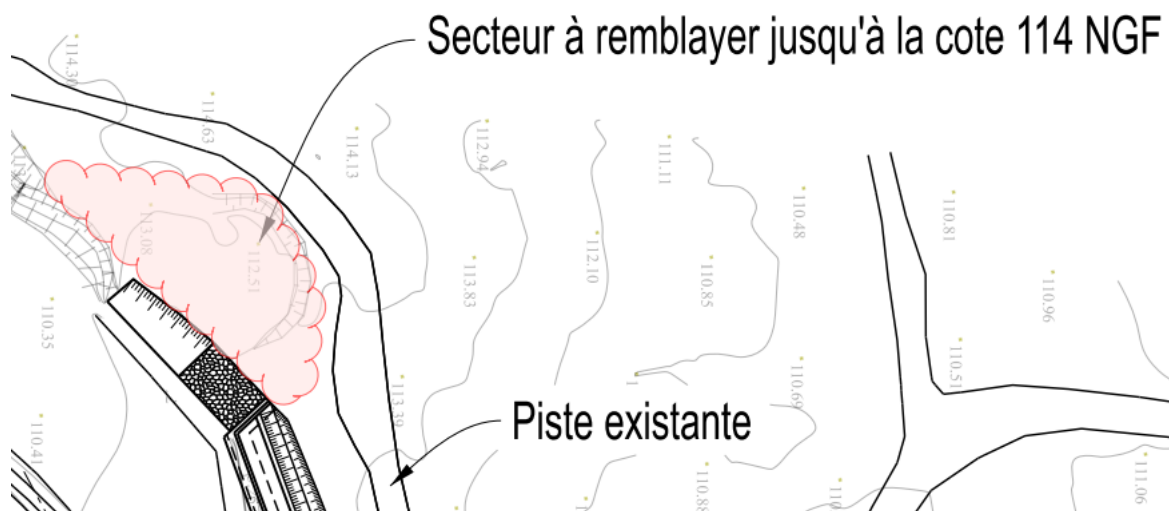


Figure 63 : Secteur à remblayer

7.7 DEVOIEMENT DE CONDUITES

Différentes conduites vont être impactées par le projet de mise en conformité de l'évacuateur de crues :

- Deux conduites d'alimentation en eau potable de diamètre 250 mm en amont du seuil labyrinthe,
- Une conduite d'eau brute de diamètre 300 mm au droit de la piste en rive droite du seuil,
- Une conduite d'eau brute de diamètre 350 mm traversant le coursier en aval du seuil labyrinthe,
- Une conduite d'eau brute de diamètre 600 mm traversant le coursier en amont de la passerelle.

Ces conduites sont localisées sur les extraits de plan suivant.

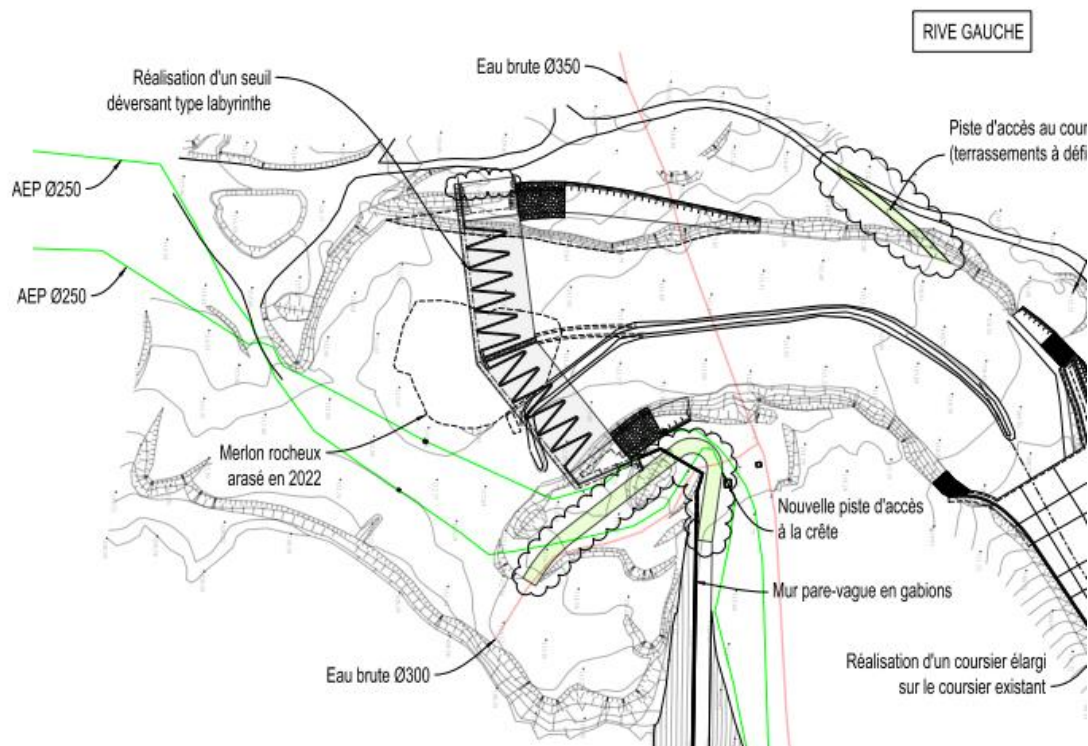


Figure 64 : Localisation des conduites existantes à proximité du seuil labyrinthe

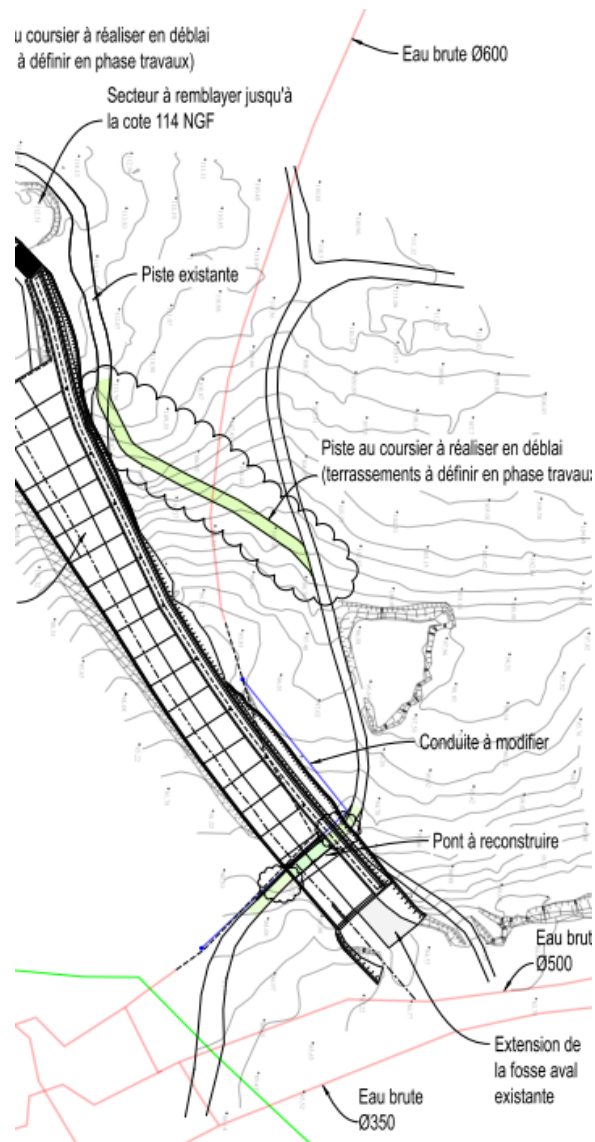


Figure 65 : Localisation des conduites existantes à proximité du coursier bétonné

L'OEHC prévoit de dévier les 4 conduites à proximité du seuil labyrinthe dans le cadre d'une opération menée préalablement au démarrage des travaux du seuil labyrinthe.

Le dévoiement de la conduite d'eau brute de diamètre 600 mm traversant le coursier en amont de la passerelle est traité au paragraphe 7.4.3.

7.8 LOCAUX TECHNIQUES

Un local technique abritant des équipements pour l'aération du plan d'eau est implanté en rive droite, à une trentaine de mètres en amont de l'axe du barrage.

Par ailleurs, une armoire de commande des vannes de la prise d'eau (aujourd'hui déconsignée) est implantée en rive droite entre ce local et le barrage.



Figure 66 : Locaux techniques (pour aération à droite)

Un relevé topographique a été réalisé en novembre 2022 pour apprécier la sensibilité de ces locaux à la rehausse du plan d'eau.

La cote de la dalle supportant le local technique pour l'aération est à 115,5 m NGF soit à peu près la cote des PHE. La cote de la dalle supportant l'armoire de commande des vannes de prise est à 115,7 m NGF.

Compte tenu de la probabilité associée au PHE (10^{-4}) et des enjeux associés à une mise en défaut provisoire de l'aération du plan d'eau ou de la prise d'eau, l'OEHC n'a pas jugé utile de prévoir des travaux susceptibles de réduire le risque d'indisponibilité de ces dispositifs en cas de crue exceptionnelle.

7.9 MODIFICATION DU MAT OSCILLANT

La prise d'eau flottante actuelle sur le barrage d'E. Cotule est de type mat oscillant immergé. Le schéma suivant présente illustre les différents constituants d'un tel dispositif.

La capacité actuelle du mat est de 550 l/s. Compte tenu des besoins en eau (eau potable, eau brute, débit réservé) à l'horizon 2050, l'OEHC souhaite augmenter cette capacité.

Les besoins estimés par l'OEHC sont de :

- 195 l/s d'eau destinée à l'AEP,
- 520 l/s d'eau destinée à l'eau brute,
- 30 l/s correspondant au débit réservé,
- Soit un total de 745 l/s.

Cette nouvelle capacité nécessite de revoir le dimensionnement du diamètre de la canalisation (600mm) composant le bras oscillant (la conduite sur laquelle le mat est raccordée étant en diamètre 800 mm). Il est en effet nécessaire de limiter la vitesse dans le mat de manière à prévenir les vibrations susceptibles de conduire à une usure prématurée des pièces mobiles et, à terme, leurs ruptures.

Par ailleurs, le dispositif de manœuvre actuel est laborieux et sa fiabilité insuffisante. L'OEHC prévoit donc de remplacer le mat.

Ce remplacement n'a aucun lien avec la sécurité du barrage mais relève des conditions d'exploitation de la retenue. Par ailleurs, ce remplacement fera l'objet d'un marché de travaux spécifique sans lien avec celui relatif aux travaux prévus sur l'évacuateur. Il a donc fait l'objet d'un rapport spécifique.

8 PHASE CHANTIER

8.1 ACCES AU CHANTIER DEPUIS LE RESEAU ROUTIER PRINCIPAL

L'accès aux installations de chantier peut se faire :

- Soit depuis Poggio par une piste en rive gauche de la retenue,
- Soit depuis Regino par la RD113 en aval de la retenue.

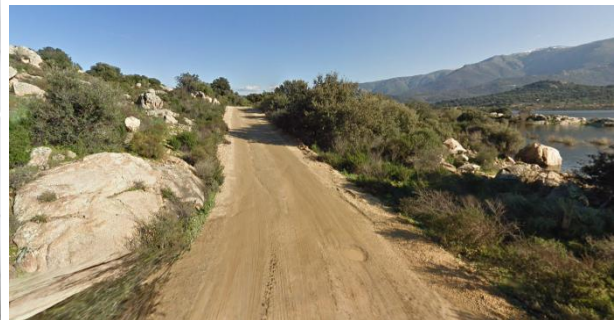
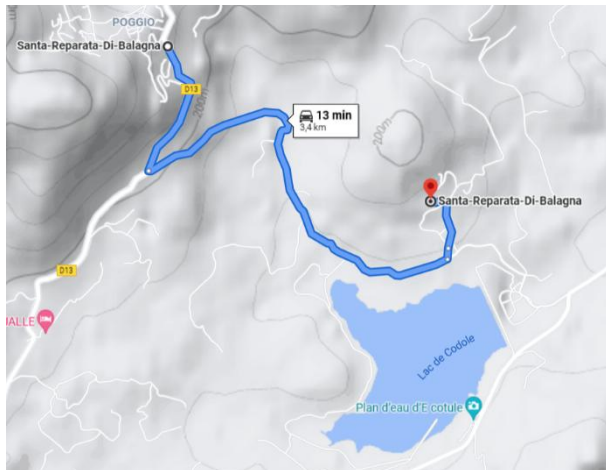


Figure 67 : Accès au barrage depuis Poggio par la piste en rive gauche

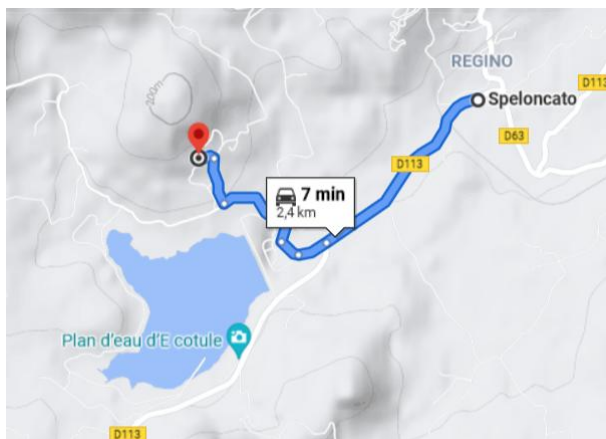


Figure 68 : Accès au barrage depuis Regino par la RD113 en aval de la retenue

L'accès depuis Regino présente deux inconvénients :

- entre l'usine et les installations de chantier, la piste passe par-dessus l'évacuateur de crues, via une passerelle qui sera détruite puis reconstruite par-dessus le nouveau coursier,
- cet accès peut interférer avec les exploitants puisqu'il s'agit de l'accès à l'usine d'eau potable.

Au stade actuel, l'accès à la zone de travaux depuis Poggio par la piste en rive gauche est donc privilégié.

8.2 INSTALLATIONS ET ZONE DE STOCKAGE

Les installations de chantier et le site de stockage des déblais pourront être localisées en rive gauche du barrage, afin de ne pas interférer avec l'accès privilégié par l'exploitant, situé en rive droite.

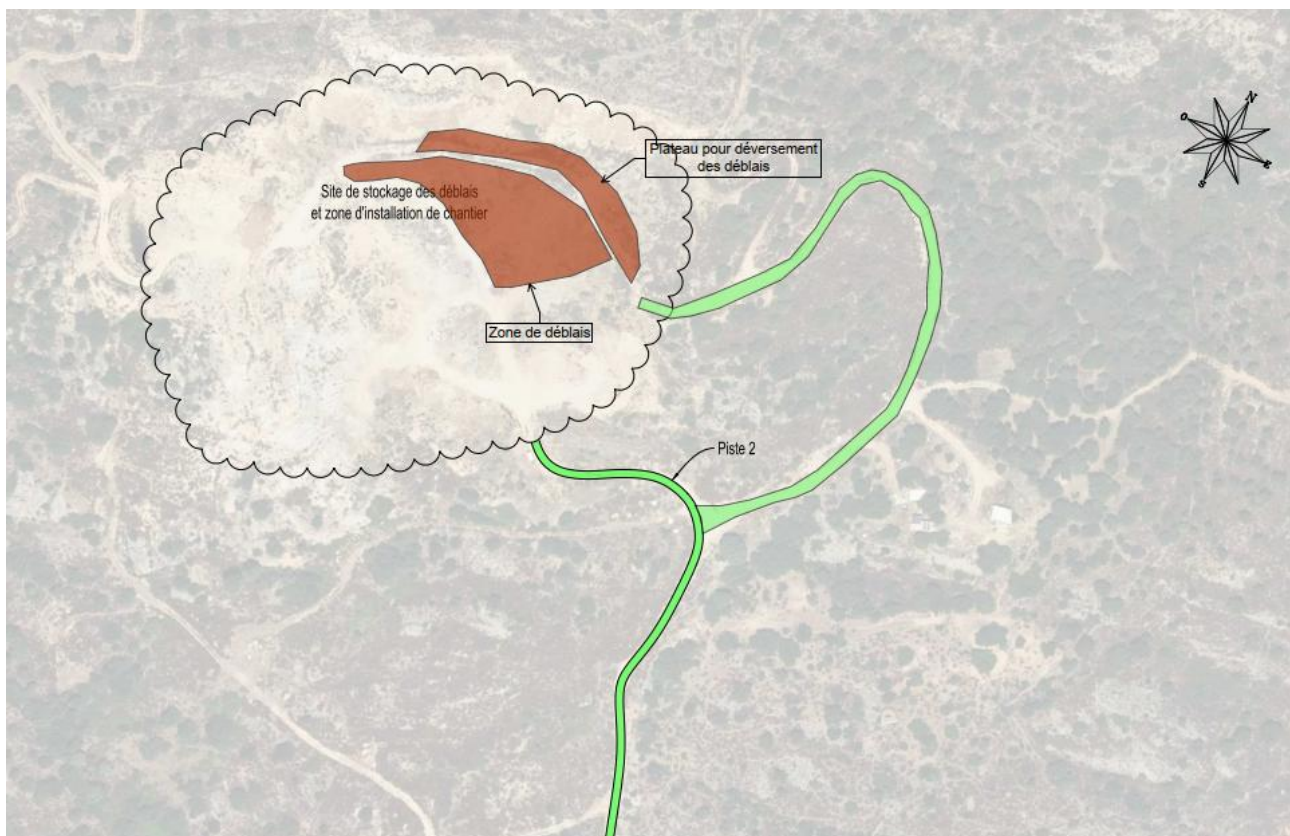
Les installations de chantier et de stockage des déblais sont prévues à ce stade dans l'ancienne carrière, zone privilégiée car elle permet un accès aisé par une piste existante (piste 2) :

- au seuil labyrinthe par la piste 1,
- à la crête du barrage par la piste 1 et 3,
- au coursier en béton en créant une petite piste pour descendre dans le coursier.

L'OEHC propose également d'utiliser un délaissé pour les installations de chantier (zone 2 sur la figure suivante).

Ces pistes et zones de stockage et d'installation de chantier permettent de ne pas interférer avec l'accès par l'exploitant au barrage et à l'usine qui se fait en rive droite.

Les zones d'installation de chantier et les pistes sont illustrées sur les figures ci-dessous. **Des adaptations seront à prévoir en lien avec les études environnementales.** Une partie de la zone de l'ancienne carrière est notamment sanctuarisée par un arrêté interministériel du 2/11/2022 protégeant le crapaud vert.



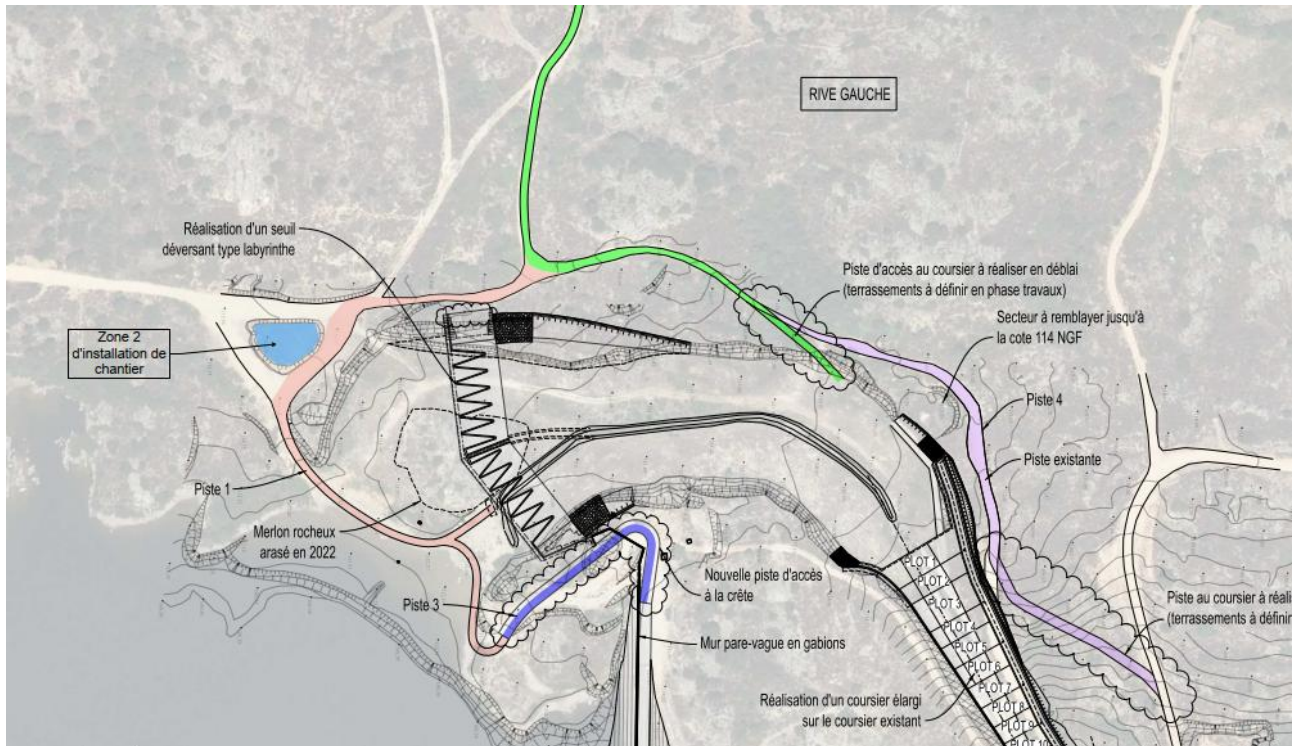


Figure 69 : Pistes d'accès au chantier depuis les installations de chantier

8.3 GESTION DES CRUES EN PHASE CHANTIER ET PLANNING

8.3.1 PHASAGE DU CHANTIER

Il est prévu de construire en premier lieu le seuil labyrinthe puis d'engager ensuite les travaux de recalibrage de l'évacuateur. Le seuil labyrinthe jouera ainsi le rôle de batardeau pour les travaux de recalibrage.

8.3.2 NATURE DU RISQUE EN PHASE CHANTIER

Dans le cadre de l'AVP, EGIS a réalisé une modélisation 2D des écoulements dans l'évacuateur actuel **avec le merlon rocheux** (qui a été arasé en 2022). Les résultats sont présentés dans le tableau suivant.

Cote en m NGF	Débit Initial m ³ /s	Débit Projet (arasement merlon 113mNGF) m ³ /s
114.5	108	200
116	338	585

Figure 70 : Gain hydraulique en arasant le merlon rocheux

Selon la modélisation 2D, sous la cote 116,0 m NGF, l'arasement du merlon a permis de porter la capacité d'évacuation de 338 m³/s à 585 m³/s.

Dans le cadre de l'AVP, le laminage a été réétudié en considérant l'arasement du merlon rocheux réalisé en 2022 à partir de la courbe de tarage estimée par le modèle 2D. Les résultats sont présentés dans le tableau suivant. On rappelle que le couronnement du barrage est situé à la cote de 116,0 m NGF avec un parapet portant la cote de surverse à 116,5 m NGF.

Tableau 14 : Réévaluation du laminage dans la retenue

Période de retour	Débit de pointe (m³/s)	Cote maximum de la retenue (m NGF)	Revanche par rapport au couronnement	Revanche par rapport au parapet
[1] 10 000 ans – Shyreg (2019)	429	115,2	+ 0,8 m	+ 1,3 m
Crue extrême = [1] x 1,3	558	115,7	+0,3 m	+0,8 m

Ces résultats montrent donc que, même avec le seuil labyrinthe construit et sans avoir engagé les travaux de recalibrage, il est possible d'évacuer largement la crue de projet sans dépasser la cote de couronnement du barrage.

On peut en conclure que l'enjeu de la maîtrise des crues en phase chantier n'est pas la sécurité du barrage mais bien la protection du chantier.

8.3.3 GESTION DES CRUES EN PHASE CHANTIER

La crue de chantier retenue est la crue de période de retour 20 ans.

D'après les résultats de la méthode SHYPRE, la lame d'eau ruisselée pour une crue de période de retour 20 ans est de 43 mm en 24h. A l'échelle du bassin versant de Codole ($S = 42 \text{ km}^2$), cette lame d'eau représente un volume de 1,8 millions de m³.

D'après la loi HSV de la retenue, les volumes de la retenue sont :

- à la RN actuel (112,8 m NGF) : 6,9 millions de m³,
- à la RN future (114,5 m NGF) : 8,4 millions de m³.

Afin de stocker dans la retenue la crue de chantier tout en ne dépassant pas la cote de retenue normale, il est donc nécessaire de maintenir la cote de la retenue à un niveau maximal de :

- 110,5 m NGF avant la construction du seuil labyrinthe ($V = 5,1$ millions de m³),
- 112,3 m NGF après la construction du seuil labyrinthe ($V = 6,6$ millions de m³).

Les critères à respecter permettant de réaliser les travaux en considérant une crue de période de retour 20 ans (sur l'année) sont donc les suivants :

- pour la construction du seuil labyrinthe (construction du seuil, injections d'étanchéité, raccordement en rive), **le niveau de la retenue ne doit donc pas dépasser la cote 110,5 NGF** ; ce niveau a été jugé suffisant par l'OHEC durant cette phase transitoire pour satisfaire a minima les besoins estivaux.
- pour les travaux sur le coursier béton, en considérant le seuil labyrinthe construit, les crues de chantier ne doivent pas conduire à des débordements dans le coursier donc le niveau de retenue en crue ne doit pas dépasser la cote du seuil 114,5 NGF ; **le niveau de la retenue ne doit donc pas dépasser la cote 112,3 NGF.**

A noter, une analyse de risque en phase chantier a été intégré dans l'EDD avec travaux joint au dossier d'autorisation.

8.3.4 DOCUMENT D'ORGANISATION EN PHASE TRAVAUX

Le creux préventif sera maintenu par évacuation des débits entrants courants par les ouvrages de prise et de vidange. Le règlement d'eau actuel ne permet pas d'utiliser ces organes pour réguler la cote du plan d'eau. Un document d'organisation en phase travaux a été joint à dans la demande d'autorisation. Il définit les modalités de maintien du creux préventif.

On rappelle que les simulations précédentes, définissant la cote atteinte en crue en fonction de la cote initiale de retenue, ont été réalisés en considérant **que la vidange n'est pas utilisée pendant la crue**. Le volume de la crue est intégralement stocké dans la retenue. Il n'est donc pas escompté de manœuvre lors d'une crue significative pour atteindre les résultats présentés au § 8.3.3.

8.3.5 PLANNING DES TRAVAUX

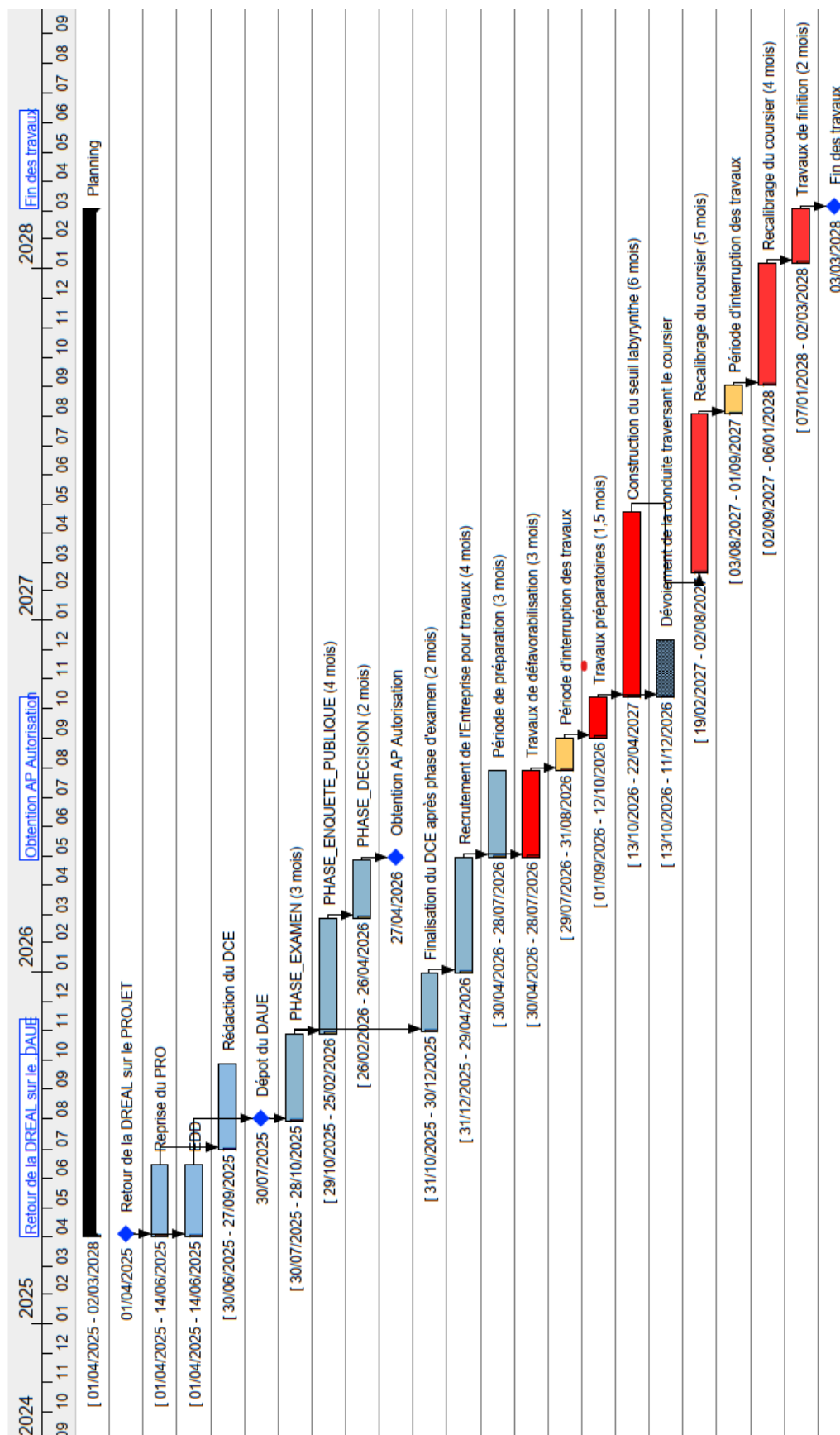
Le planning des travaux est présenté en page suivante en intégrant également :

- La période d'instruction du dossier réglementaire avec un dépôt prévu le 30/07/2025,
- La finalisation du DCE après la phase d'examen du dossier réglementaire (2 mois),
- Le recrutement de l'Entreprise en charge des travaux (4 mois),
- La période de préparation : relevés topographiques, autorisations spécifiques au chantier, études d'exécution ... (3 mois),
- Les travaux préparatoires : installations de chantier, piste, accès ... (1,5 mois)
- La période proprement dite des travaux de construction des ouvrages :
 - 6 mois pour le seuil labyrinthe,
 - 9 mois pour le coursier.

Concernant les travaux sur le coursier, les travaux de terrassement pourront démarrer en parallèle de l'achèvement des travaux sur le seuil labyrinthe (après le bétonnage du seuil labyrinthe).

Selon ce planning :

- Les travaux préparatoires et les travaux de défavorabilisation démarreront en mai 2026 ;
- Les travaux du seuil labyrinthe se dérouleront entre octobre 2026 et avril 2027 ;
- Les travaux de recalibrage seront achevés en janvier 2028.



9 MONTANT DES TRAVAUX

L'estimation du coût des travaux sur la base d'avant métrés est présentée dans le tableau inséré en page suivante. Il s'élève à environ 10,3 M€ HT pour le confortement et la rehausse de l'évacuateur de crues du barrage de Codole.

Ces montants incluent une provision pour aléa égale à 10% de la masse des travaux afin (notamment) prendre en considération :

- Les variations de prix des matières premières entre la date d'établissement de l'estimation et la date des travaux ;
- Des évolutions induites par des modifications qui pourraient découler de l'instruction réglementaire du projet.

Un code couleur permet de distinguer l'importance relative des différents postes. Sans surprise, les dépenses les plus importantes correspondent au béton armé et aux terrassements.

Le détail estimatif n'intègre pas les travaux annexes suivants :

- Dévoisement des conduites entre le seuil labyrinthe et le plan d'eau,
- Dérivation provisoire et dévoiement de la conduite traversant le coursier, uniquement une échancrure pour son passage est prévue dans les bajoyers,
- Remplacement du mat oscillant.

Tableau 15 : DQE des travaux

OEHC - BARRAGE D'E COTULE					
PROJET DE CONFORTEMENT DE L'EVACUATEUR DE CRUES					
DETAIL QUANTITATIF ESTIMATIF					
N°	ITEM	Unité	Qté	P.U. (€ HT)	Montant (€ HT)
1	TRAVAUX PREPARATOIRES				
1.1	Travaux préparatoires et installations	fft	1	1 170 000	1 170 000 €
1.2	Contrôle qualité	fft	1	150 000	150 000 €
1.3	Etudes d'exécution	fft	1	150 000	150 000 €
1.3	G3 dont investigations complémentaires	fft	1	80 000	80 000 €
1.4	Rapport de fin de chantier et recolement	fft	1	15 000	15 000 €
	Sous-total 1				1 565 000 €
2	TERRASSEMENTS				
2.1	Prédécoupage (linéaire de forage)	ml	1 100	35	38 500 €
2.2	Terrassement au BRH et mise en dépôt définitif	m³	6 000	50	300 000 €
2.2	Terrassement meuble et mise en dépôt définitif	m³	21 000	15	315 000 €
2.3	Purges des talus et sécurisation des fouilles	fft	1	30 000	32 250 €
2.4	Béton de comblement (blocs bétonnés)	m³	200	200	40 000 €
2.5	Remblais de comblement	m³	200	45	9 000 €
	Sous-total 2				734 750 €
3	INJECTIONS D'ETANCHEITE				
3.1	Etudes et plots d'essais	fft	1	55 000	55 000 €
3.2	Injection opération unitaire	u	76	350	26 714 €
3.3	Injection opération linéaire (100 kg ciment /ml)	ml	300	250	75 000 €
	Sous-total 3				156 714 €
4	GENIE CIVIL - SEUIL LABYRINTHE				
4.1	Demolition seuil existant et évacuation	m³	20	300	6 000 €
4.3	Remblai attenant	m³	1 200	45	54 000 €
4.4	Coffrages plans verticaux	m²	2 900	150	435 000 €
4.5	Béton de propreté	m³	210	230	48 300 €
4.6	Béton de structure	m³	1 800	350	630 000 €
4.7	Armatures	t	220	3 000	660 000 €
4.8	Enrochements libres	m³	290	90	26 100 €
4.9	Géotextile	m²	420	3	1 260 €
4.10	Barbacanes	ml	30	90	2 700 €
4.11	Sable béton	m³	30	50	1 500 €
4.12	Joint Waterstop	ml	200	90	18 000 €
	Sous-total 4				1 882 860 €
5	GENIE CIVIL - COURSIER				
5.1	Demolition soignée de structure en béton armé	m³	340	100	34 000 €
5.2	Sciage béton radier existant	ml	640	50	32 000 €
5.3	Béton drainant	m³	1 800	310	558 000 €
5.4	Crépines PEHD 300 mm	ml	1 000	80	80 000 €
5.5	Remblai attenant	m³	3 100	45	139 500 €
5.6	Préparation des reprises de béton entre vieux et nouveau béton	m²	2 200	20	44 000 €
5.7	Primaire d'accrochage	m²	2 200	10	22 000 €
5.8	Ancrage radier opération unitaire	u	150	160	24 000 €
5.9	Ancrage radier opération linéaire	ml	470	200	94 000 €
5.10	Ancrages 8mm et scellement	m²	720	50	36 000 €
5.11	Coffrages plans verticaux	m²	4 100	150	615 000 €
5.12	Béton de structure	m³	3 800	350	1 330 000 €
5.13	Armatures	t	460	3 000	1 380 000 €
5.14	Joint Waterstop	ml	910	90	81 900 €
5.15	Regard béton armé 800x800mm	u	11	2 500	27 500 €
5.16	Tampon regard 800x800 mm	u	11	1 000	11 000 €
5.17	Joint hydrogonflant	ml	200	30	6 000 €
5.18	Goujons inox	u	230	260	59 800 €
5.19	Ancrages 12mm et scellement	u	70	50	3 500 €
5.20	Géotextile	m²	880	3	2 640 €
5.21	Pierraille 80/230 mm	m³	190	30	5 700 €
5.22	Matériaux pour piste	m³	170	50	8 500 €
5.23	Tube pehd 300 mm	ml	60	80	4 800 €
	Sous-total 5				4 599 840 €
6	PARAPET				
6.1	Déblais et mise en dépôt	m³	50	30	1 500 €
6.2	Remblais	m³	20	45	900 €
6.3	Gabions	m³	270	300	81 000 €
6.4	Ancrage des gabions en crête de barrage (barres et ligatures)	ml	460	150	69 000 €
6.4	Béton de structure	m³	170	350	59 500 €
6.5	Armatures	t	30	3 000	90 000 €
6.6	Coffrages plans verticaux	m²	100	150	15 000 €
	Sous-total 6				316 900 €
7	TRAVAUX ANNEXES				
7.1	Matériaux pour piste	m²	1 300	30	39 000 €
7.3	Reprise passerelle	fft	1	50 000	50 000 €
	Sous-total 7				89 000 €
8	PROVISION POUR ALEA				
8.1	Provision pour aléa et non métrés (10%)	%	1	940 000	940 000 €
	Sous-total 8				940 000 €
	Montant total hors taxes euros				10 285 064 €
	TVA aux taux de 20 %				2 057 013 €
	Montant Total Toutes Taxes Comprises				12 342 077 €