

RESERVE DE SUBSTITUTION DU CHATELAR

LA ROCHE-DES-ARNAUDS (05)



AVANT PROJET

DECEMBRE 2023



N° du Projet	PRJ05922		
Indice	0	1	2
Date	<i>17/02/2023</i>	<i>17/01/2024</i>	
Nature des modifications	<i>Initiale</i>	<i>Intégration des remarques du MOA du 22/09/2023 et 09/01/2024</i>	
Rédigé par	<i>Fernando MAELLA Ingénieur chargé d'études</i>	<i>Fernando MAELLA Ingénieur chargé d'études</i>	
Vérifié par	<i>Denis CHAUSSEE Chef de projets</i>	<i>Denis CHAUSSEE Directeur de projets</i>	

SOMMAIRE

1	CONTEXTE ET OBJET DE L'ETUDE	7
1.1	CONTEXTE GENERAL.....	7
1.2	PRESENTATION DU PROJET.....	7
1.2.1	Contexte et objectif de l'étude	7
1.2.2	Programme initial de la mission.....	11
1.2.3	Contenu de l'Avant – Projet	11
2	ETAT DES LIEUX DU SITE D'ETUDE	12
2.1	DONEES UTILISEES	12
2.2	LOCALISATION GEOGRAPHIQUE.....	12
2.3	TOPOGRAPHIE.....	13
2.4	CONTEXTE CLIMATIQUE DU SECTEUR D'ETUDE	13
2.4.1	Températures	14
2.4.2	Pluviométrie.....	14
2.5	CONTEXTE GEOLOGIQUE.....	15
2.6	CONTEXTE HYDROGEOLOGIQUE.....	16
2.7	DONNEES GEOTECHNIQUES.....	17
2.7.1	Programme de reconnaissances (études précédentes)	17
2.7.2	Zone de fondation du futur barrage	19
2.7.3	Zone d'emprunt.....	26
2.7.4	Essais en laboratoire	32
2.7.5	Synthèse des reconnaissances.....	36
2.8	OCCUPATION DES SOLS.....	38
2.9	RESEAUX.....	38
2.10	SOURCE D'ABREUVAGE.....	39
3	DIMENSIONNEMENT ET DESCRIPTION DES AMÉNAGEMENTS	41
3.1	SYNTHESE DE L'ETUDE HYDROLOGIQUE ET HYDRAULIQUE (SCP 2022)	41
3.1.1	Hydrologie.....	41
3.1.2	Hydraulique.....	45
3.1.3	Cotes de référence dans la retenue.....	49
3.2	SYNTHESE DE L'ETUDE GEOTECHNIQUE G2 AVP (SCP 2022)	50
3.2.1	Composition et géométrie.....	50
3.2.2	Terrassements	51
3.2.3	Reemploi des matériaux	53

3.2.4	Dispositif de renforcement par palplanches	57
3.2.5	Limitation des tassements.....	59
3.2.6	Justification des la sécurité vis-à-vis des différents états limites.....	59
3.3	DESCRIPTION DES OUVRAGES PROJETES	61
3.3.1	Le barrage en remblai	63
3.3.2	Ouvrages hydrauliques	70
3.3.3	Aménagements annexes à la retenue.....	78
3.3.4	Dispositif d'auscultation.....	80
3.3.5	Première mise en eau.....	83
4	ESTIMATION DU COUT DES TRAVAUX	85
5	PHASAGE.....	87
	ANNEXES.....	88
	ANNEXE 1 : ETUDE GEOTECHNIQUE G2-AVP.....	88
	ANNEXE 2 : ETUDE HYDROLOGIQUE ET HYDRAULIQUE	88
	ANNEXE 3 : PLANS.....	88
	ANNEXE 4 : DETAIL ESTIMATIF.....	88

INDEX DES ILLUSTRATIONS

Figure 1 : Localisation du site d'implantation de la retenue de Châtelar	12
Figure 2 : Vue en perspective de la zone d'étude – terrain de pâturage	13
Figure 3 : Diagramme climatique de la Roche des Arnauds.....	14
Figure 4. Extrait de la carte géologique 1/50 000 ^{ème} du BRGM n° feuille n°869 de GAP	16
Figure 5. Implantation des sondages réalisés en 2013 et 2016 par Géolithe	17
Figure 6 : Profils électriques réalisés lors de la mission G2-AVP 2013).....	20
Figure 7 : Synthèse graphique des formations rencontrées le long de la fondation du futur barrage	21
Figure 8 : Profil en long au droit de la digue (Document Géolithe daté de 15/05/2017)	23
Figure 9 : Synthèse graphique des perméabilités mesurées le long du barrage en fonction de la profondeur de l'essai.....	26
Figure 10. Rappel de la localisation des profils géophysiques (en rouge).....	26
Figure 11 : Profils géophysiques réalisés lors de la mission G2-AVP 2013	28
Figure 12: Synthèse graphique des formations rencontrées sur la zone emprunt (profil Ouest-Est)	29
Figure 13: Synthèse graphique des formations rencontrées sur la zone emprunt (profils Nord-Sud)	30

Figure 14: Esquisse de la zone où la présence de matériaux limoneux de faibles caractéristiques est probable	32
Figure 15 : Réseaux sur site.....	39
Figure 16 : Pluies de projet P3000 et P30 000 utilisées dans l'étude de 2019	42
Figure 17 : Pluie de projet P3000 et P30 000 construite avec la méthode Keifer	43
Figure 18 : Hydrogramme Q3000 et Q30 000 simulés avec les pluies de double triangle	44
Figure 19 : Hydrogrammes Q3000 et Q30 000 simulés avec les pluies de Keifer	44
Figure 20 : Courbe hauteur-volume utilisée dans l'étude de 2019	45
Figure 21 : Formule de débitance du déversoir	46
Figure 22 : Calcul de laminage pour Q3000 et Q30 000.....	46
Figure 23 : Profil en long de la ligne d'eau simulée avec $Q=1,23 \text{ m}^3/\text{s}$	48
Figure 24 : Schéma de principe du rideau de palplanches en transparence hydraulique	57
Figure 25 : Caractéristiques dimensionnelles des palplanches	58
Figure 26 : Vue en plan de l'aménagement projeté	62
Figure 27 : Coupe type du barrage	65
Figure 28 : Coupe transversale de lanières drainantes (SOMIVAL, 2019)	69
Figure 29 : Coupe type du tapis drainant.....	69
Figure 30 : Coupe type du regard collecteur de drains.....	70
Figure 31 : Profil en long de la galerie sous la digue	73
Figure 32 : Vue en plan du dalot sous la digue.....	74
Figure 33 : coupe transversale du dalot sous la digue aval.....	75
Figure 34 : Coupe type du drainage du dalot sous la digue amont	75

INDEX DES TABLEAUX

Tableau 1 : Synthèse des modifications apportées au projet.....	8
Tableau 2 : Synthèse des investigations réalisés par Géolithe dans le cadre de la G2-AVP 2013 et G2-PRO 2016.....	18
Tableau 3 : Tableau de synthèse des caractéristiques pressiométriques.....	24
Tableau 4 : Résultats des essais de perméabilité in-situ sur les sondages carottés le long de la fondation du barrage.....	25
Tableau 5 : Résultats des essais de teneur en eau, limites d'Atterberg, Classification GTR et Proctor	33
Tableau 6 : Résultats des essais Proctor	34
Tableau 7: Résultats des essais de cisaillement direct.....	35
Tableau 8: Résultats des essais triaxiaux.....	35
Tableau 9. Tableau de synthèse des caractéristiques des matériaux.....	37
Tableau 10 : Récapitulatif des informations du bassin versant de la retenue de Châtelar	42
Tableau 11 : Intensité de pluie extrapolée à partir des quantiles de pluie de l'étude 2019	43
Tableau 12 : Débits de pointe et volume de crue simulés avec le modèle SCS (sans compter la pluie sur le plan d'eau)	45

Tableau 14 : Résultat du calcul de laminage pour Q 3000 et Q 30 000	46
Tableau 13 : Synthèse de calcul des hauteurs de vague.....	47
Tableau 15 : Synthèse de la composition et géométrie du barrage	50
Tableau 16 : Typologie des matériaux du barrage origine(s) envisagée(s).....	54
Tableau 17 : Caractéristiques de palplanches PU 18.....	58
Tableau 18 : Tassements estimés par la méthode d'Österberg	66
Tableau 19 : Estimation par grand poste	85

1 CONTEXTE ET OBJET DE L'ETUDE

1.1 CONTEXTE GENERAL

L'Association Syndicale Autorisée du Canal de Gap gère un réseau hydraulique étendu sur le territoire du Gapençais destiné à l'irrigation de son périmètre administratif et, en complément, à la fourniture d'eau brute pour l'alimentation en eau potable de la ville de Gap.

Dans le cadre de l'amélioration et du développement de son réseau, l'ASA du canal de Gap a réalisé plusieurs réserves de stockage à même de soutenir la distribution d'eau. Actuellement l'ASA du Canal de Gap dispose de cinq retenues : Les Jaussauds, Les Manes, Corréo, Pelleautier et D', qui sont remplies en période de forte hydraulité du Drac afin de permettre une restitution aux périmètres irrigués en période de basses eaux.

Aujourd'hui, l'ASA du Canal de Gap entend se positionner sur la mise en œuvre d'un stockage de substitution de la ressource en eau sur la commune de la Roche-des-Arnauds (05) lieu-dit Châtelar. Ce projet d'environ 1 000 000 m³, vise à sécuriser et accompagner un processus d'augmentation du débit réservé sur le Drac au droit de la prise d'eau des Ricous.

Le site du Châtelar présente des conditions favorables en termes de capacité, de localisation sur le réseau et de situation altimétrique. Il est destiné à assurer un stockage tampon supplémentaire permettant à la fois de procéder à la mutation en aspersion du périmètre dominé par la retenue sur la commune de la Roche des Arnauds et de compléter l'alimentation des périmètres existants alimentés par les retenues de Corréo, D' et Pelleautier.

1.2 PRESENTATION DU PROJET

1.2.1 CONTEXTE ET OBJECTIF DE L'ETUDE

Après des phases d'études géotechnique et d'ingénierie de conception, conduits par le maître d'ouvrage au cours des années 2013 et 2019, un dossier de demande d'autorisation de la construction du barrage de Châtelar a été déposé auprès des services de l'état.

En 2020 la DREAL PACA/SPR/UCOH, a produit un avis sur la complétude et la régularité des pièces du dossier. Dans son avis la DREAL PACA a demandé des explications concernant les aspects suivants :

- Une mauvaise conception des lanières ;
- La justification de la nécessité des palplanches aval ;
- L'intérêt infondé de l'implantation des regards en crête ;
- la clarification des incohérences entre les cotes PHE et laminage ;

- Absence d'un document de synthèse du projet.

L'objectif de la mission confiée à la Société du Canal de Provence (SCP) est d'analyser et de modifier si nécessaire la conception de l'ouvrage afin de d'obtenir une validation de la DREAL PACA/SPR/UCOH.

Pour cela l'étude de stabilité est entièrement revue sur la base des résultats bruts de la campagne d'investigations réalisée dans le cadre du projet SOMIVAL (**aucun nouveau sondage n'est prévu**).

L'étude hydrologique et hydraulique d'analyse du laminage sur la retenue est de même entièrement reprise sur la base des données pluviométriques retenues dans l'étude SOMIVAL.

La conception générale de l'aménagement : typologie du barrage, volume de la retenue, calage altimétrique, ainsi que la conception des équipements hydromécaniques de l'ouvrage de prise (vidange, chambre de vannes) sont conservées telles que définie dans le projet de SOMIVAL.

Les tableaux présentés à continuation détaillent l'essentiel des modifications qui ont été apportées au projet.

Tableau 1 : Synthèse des modifications apportées au projet

CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DU BARRAGE	AVP (SOMIVAL 2019)	AVP (SCP 2022)
Emplacement	Sur la commune de la Roche-des-Arnauds	Non modifié
Type de barrage	Barrage poids en remblai homogène	Non modifié
Traitements en fondation	Clef d'ancrage en amont Rideau de palplanches à l'aval	Clef d'ancrage Vérification du besoin de palplanches et adaptation pour transparence aux écoulements souterrains
Dispositifs de drainage	Drain vertical Lanières drainantes	Remplacement des lanières par un tapis drainant homogène ; Correction du sens de l'évacuation des eaux drainées
Traitement de la galerie de vidange	-	Jet Grouting en fondation contre tassement
	3 murs anti-renard dans la recharge amont Massif drainant sur 8 ml dans la recharge aval	Coulage en pleine fouille de crans anti-renard autour du dalot Suppression de murs anti-renard en amont et prolongation du massif drainant autour du dalot à l'aval
Terrain des fondations	Moraines	Non modifié

CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DU BARRAGE	AVP (SOMIVAL 2019)	AVP (SCP 2022)
Hauteur maximale au-dessus du niveau supérieur des fondations	17 m	Non modifié
Largeur du couronnement	5 m	Non modifié
Longueur développé en crête	705 m	Non modifié
Pente parement amont	2,5H / 1V	Non modifié
Pente parement aval	2,5H / 1V	Non modifié
Rayon de courbure	50 à 75 m au droit de l'axe de la crête	Non modifié
Cote de couronnement	1 113.00 NGF	1 113,00 NGF
Cote théorique de la retenue normale	1 112,00 NGF	1 112,00 NGF
Altitude de la retenue aux plus hautes eaux (PHE)	1 112,45 NGF	1 112,32 m NGF
Capacité de la retenue (RN à 1 112,00NGF)	978 000 m ³	Non modifié
Aire de la retenue	9,9 Ha	Non modifié

CARACTERISTIQUES HYDROLOGIQUES ET OUVRAGES HYDRAULIQUES	AVP (SOMIVAL 2019)	AVP (SCP 2022)
Aire du bassin versant naturel	0,5 Km ²	Non modifié
Précipitations annuelles moyenne	900 mm	Non modifié
Ouvrages d'évacuation des crues	Déversoir de type seuil libre trapézoïdal calé à la cote 1112,00 NGF	Non modifié
Ouvrages de vidange	Vidange de fond à la cote 1098 NGF, constituée d'une conduite Ø 600 mm puis Ø 500 mm équipée d'une vanne guillotine de garde et d'une vanne papillon de réglage ainsi que d'un piquage en Ø 200 mm pour la vidange lente et en Ø 40 mm pour le débit réservé (1 à 2 l/s)	Non modifié
Ouvrages de prise	Conduite Ø 600 mm, situé à la cote 1099,80 m NGF, comportant une	Non modifié

	branche gravitaire et une branche équipée d'un surpresseur pour liaison avec la retenue de Corréo ainsi qu'un piquage en Ø 300 mm pour alimentation du secteur irrigué propre, équipé d'une vanne de régulation annulaire	
--	---	--

Dispositif de surveillance et d'auscultation	AVP (SOMIVAL 2019)	AVP (SCP 2022)
Piézométrie	21 piézomètres : 6 profils de 2 à 4 piézomètres pour l'auscultation du barrage, 2 piézomètres pour le suivi des infiltrations dans le versant sud, 1 piézomètre pour le suivi de la nappe sur le versant nord.	Non modifié
Cellules de pression interstitielle	6 cellules de pression interstitielle au droit du profil de plus grande hauteur	Non modifié
Réseau de collecte des débits de fuite	Réseau de collecte des fuites du drain vertical et des drains horizontaux, 10 regards de drainage (6 en crête et 4 en pied), avec 7 points de mesures individuels	Suppression de tous les regards en crête ; Sectorisation des débits du tapis drainant en 6 regards en pied, dont chacun constitue un point de mesure
Bornes topographiques	12 bornes topographiques en crête, 12 sur le parement aval, 10 en galerie et 6 piliers topographiques.	Non modifié
Tassomètres	2 tassomètres.	Non modifié
Mesures du niveau de la retenue	Une mesure du niveau du plan d'eau par sonde de mesure en pression (doublée), totems altimétriques (3) et échelle limnimétrique.	Non modifié

1.2.2 PROGRAMME INITIAL DE LA MISSION

Pour répondre à l'ensemble des observations formulées afin de régulariser et de poursuivre l'instruction du dossier. Le programme détaillé de la mission de maîtrise d'œuvre comprend les aspects suivants :

- La réalisation d'un état des lieux ;
- L'étude de stabilité géotechnique ;
- L'actualisation de l'étude hydrologique – hydraulique ;
- La vérification de la cohérence des dispositions techniques proposées en 2019 ;
- La proposition des dispositions techniques pouvant être envisagées ;
- La définition des principes constructifs, les matériaux et les installations techniques ;
- L'élaboration de plans des ouvrages projetés (vues en plan, profils en long et profils en travers) ;
- La réalisation d'un calendrier de réalisation ;
- L'estimation du coût global prévisionnel des travaux.

1.2.3 CONTENU DE L'AVANT – PROJET

Le présent rapport d'Avant – Projet se décompose en 3 chapitres principaux à part de celui-ci :

- Chapitre 2 – ETAT DES LIEUX : Ce chapitre vise à fournir des éléments descriptifs du site et de ses caractéristiques à prendre en compte lors de la conception du projet (topographie, conditions géologiques, contraintes réglementaires et foncières..). Il se base sur un travail spécifique de terrain, complété par l'étude approfondie et critique des données mises à disposition par l'ASA du canal de Gap ;
- Chapitre 3 – DESCRIPTION DES AMENAGEMENTS : Ce chapitre a pour but de décrire les aménagements retenus au regard des exigences fonctionnelles et des contraintes rencontrées.
- Chapitre 4 – COUT ET PLANNING : Ce chapitre est relatif au phasage de l'opération. L'évaluation du coût prévisionnel y est présente.

2 ETAT DES LIEUX DU SITE D'ETUDE

2.1 DONEES UTILISEES

Dans le cadre de l'étude de conception de la retenue du Châtelar, et de son périmètre associé, les données utilisées proviennent, des documents et plans et coupes du projet transmis par le maître d'Ouvrage :

- Consignes écrites du barrage de Châtelar – SOMIVAL – Janvier 2018 ;
- Consignes de première mise en eau du barrage - SOMIVAL – Janvier 2018 ;
- Etude géotechnique de projet du barrage (Géolithe – version E février 2018) ;
- Etudes de projet du barrage du Châtelar (SOMIVAL – Mars 2019) ;
- Cahier des Clauses Techniques et Particulières du barrage (SOMIVAL – Mars 2019)
- De visites et investigations de terrain ;
- De recherches bibliographiques.

2.2 LOCALISATION GEOGRAPHIQUE

Le projet de L'ASA du Canal de Gap se situe à l'Est de la commune de La Roche Des Arnauds. Ce site avait été identifié dans l'étude de 2016 et retenu dans l'étude de conception de 2019 remis en 2020.

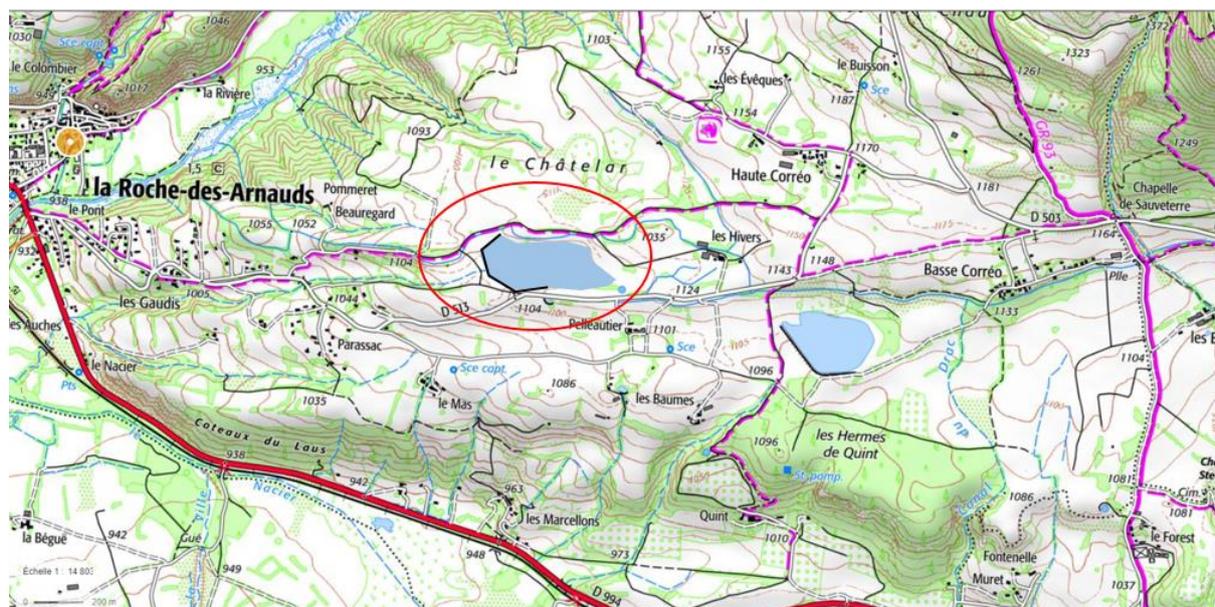


Figure 1 : Localisation du site d'implantation de la retenue de Châtelar

2.3 TOPOGRAPHIE

L'étude du plan topographique du site d'étude fournit une première donnée de base importante concernant la capacité du site.



Figure 2 : Vue en perspective de la zone d'étude – terrain de pâturage

La zone d'implantation du projet de retenue collinaire est très largement représentée par une vaste zone agricole et d'une zone humide en point bas.

L'emprise d'implantation de la retenue se situe dans les anciennes moraines glaciaires qui forment un plateau dominant la cuvette de Gap et la vallée du Buech, en pied des reliefs de la montagne de Charance. C'est un vallon orienté est/ouest, limité au nord et au sud par deux cordons glaciaires.

La limite Sud de la cuvette le long de la RD 513 domine le versant qui descend rapidement vers le vallon du ruisseau de Nacier. Cette situation dominante nécessite de considérer les risques d'infiltration latérale tout au long de la cuvette vers les terrains sous-jacents, les terrains morainiques hétérogènes étant susceptibles de contenir des passes drainantes.

Les reconnaissances géotechniques effectuées dans le cadre des études préalables ont cependant montré que ce risque était limité, aucune zone perméable en grand n'ayant été identifiée.

2.4 CONTEXTE CLIMATIQUE DU SECTEUR D'ETUDE

La commune de La-Roche-des-Arnauds se situe à environ 10 kilomètres de la commune de Gap. Le site d'implantation du barrage se situe à 1 100 m d'altitude. Le climat est caractéristique des zones de moyenne montagne avec une période hivernale caractérisée par des épisodes de gel et de neige et un été doux.

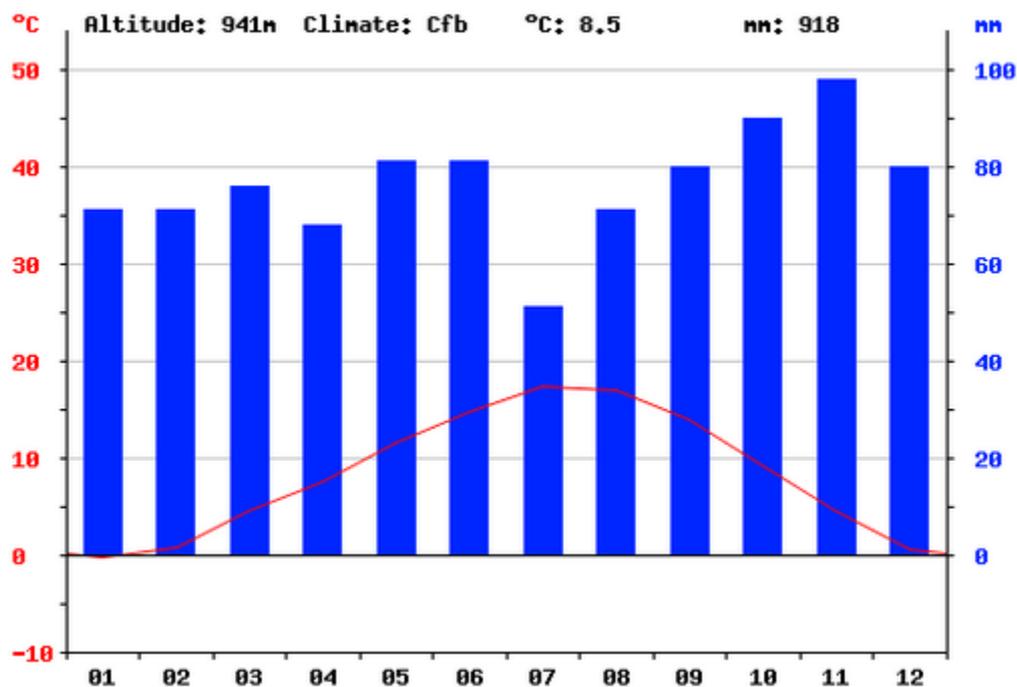


Figure 3 : Diagramme climatique de la Roche des Arnauds

2.4.1 TEMPERATURES

Globalement, la commune de La-Roche-des-Arnauds présente des données climatologiques inférieures à la moyenne nationale, sauf en ce qui concerne l'ensoleillement.

Les températures les plus froides sont ressenties au cours de l'hiver. En moyenne, les températures mensuelles varient entre 2°C (janvier) et 20,2°C (juillet).

Les températures les plus fortes sont ressenties en été, il y a donc une corrélation avec les cumuls de précipitations, qui sont les plus faibles à cette même période.

2.4.2 PLUVIOMETRIE

C'est au cours du printemps que les précipitations sont les plus fortes, de l'ordre de 230 millimètres contre 147 millimètres en hiver.

Le mois le plus sec est celui de juillet avec seulement 51 mm. Une moyenne de 98 mm fait du mois de novembre le mois ayant les plus fortes précipitations.

2.5 CONTEXTE GEOLOGIQUE

Le bassin de Gap se situe dans la zone externe des Alpes occidentales Françaises. Il a été creusé par l'ancien glacier de Durance dans les « Terres Noires » Callovo- Oxfordiennes. Ces « Terres Noires » dont l'épaisseur dépasse 3000 mètres dans le bassin de Gap, sont des schistes argileux noirs particulièrement sensibles à l'érosion et à l'altération. Elles s'inscrivent dans le dispositif du dôme de Remollon, vaste coupole qui conduit, dans le secteur, à un pendage général de 20 à 30° orienté vers le Nord-Ouest. En outre, la formation est le siège d'une tectonique de détail complexe conduisant à une fracturation intense et à la présence de plissements.

Si le substratum est affleurant dans les ravins, il est, sur le site concerné par le projet, recouvert de dépôts glaciaires. Les différentes phases de retrait du glacier Durancien ont en effet déposé une succession de moraines latérales étagées constituées de cordons de matériaux grossiers incluant des blocs parfois importants à l'amont desquels se trouvent des vallons qui formaient les chenaux d'écoulement des eaux de fonte du glacier. Le site du Châtelar est implanté au sein de l'un de ces vallons.

L'ensemble des matériaux glaciaires est très hétérogène quant à sa composition granulométrique. Ils comportent pour leur majeure partie une fraction argileuse notable. La fraction de cailloux et de blocs est d'autant plus importante lorsqu'on s'élève vers les cordons latéraux. Enfin la présence de couches sablo-graveleuses délavées est toujours possible en particulier dans les fonds de vallon.

La carte géologique au 1/50 000^{ème} du BRGM, feuille n°869 de GAP indique que le site se développe sur des terrains constitués de moraines datant de la fin du Würmien, notées Gw2 (Glaciaire récent à morphologies morainiques du Würm).

Ces moraines sont des matériaux plus ou moins consolidés de graves et blocs qui peuvent être pluri-décimétriques voir métriques emballés dans une matrice essentiellement sableuse ou sablo-limoneuse.



Figure 4. Extrait de la carte géologique 1/50 000^{ème} du BRGM n° feuille n°869 de GAP

2.6 CONTEXTE HYDROGEOLOGIQUE

La zone du projet de retenue est axée sur un petit vallon formant le lit du Chatelar (ruisseau intermittent), qui prend sa source dans la partie amont de la zone d'étude et qui verra son cours barré par le barrage projeté 400 m après l'exsurgence.

La superficie du bassin versant est de 50 ha et la superficie de la retenue, comprise dans la superficie totale du bassin versant, est de 10 ha. En aval du site pressenti pour l'implantation du barrage, le thalweg s'incise et plonge ensuite rapidement dans un vallon plus marqué pour aller rejoindre le ruisseau du Nacier, lui-même affluent du Petit Buech, en contrebas de la RD994. Le fond de la cuvette est occupé par une zone humide de type tourbière, alimentée en partie artificiellement par un trop-plein du déversoir d'un réservoir d'eau potable situé en amont du site ainsi que par un réseau d'irrigation gravitaire alimenté par les eaux du Drac (fuites et pertes le long des canaux et arrosage par ruissellement).

Par ailleurs, de nombreux aménagements sont présents pour récupérer les eaux autour de la zone de projet (canaux d'irrigation, bassins creusés à la pelle).

La réserve de Corréo, située à quelques centaines de mètres en amont du site d'étude, a permis l'irrigation de 470 ha de cultures. La zone d'étude se situe à l'Ouest de la réserve de Corréo.

2.7 DONNEES GEOTECHNIQUES

2.7.1 PROGRAMME DE RECONNAISSANCES (ETUDES PRECEDENTES)

Des missions G2-AVP (GEOLITHE 2013) et G2-PRO (GEOLITHE 2017 et 2019) ont été menées en phase afin de repérer les différentes formations géologiques du site d'étude. La figure suivante présente l'implantation des sondages desdites missions.

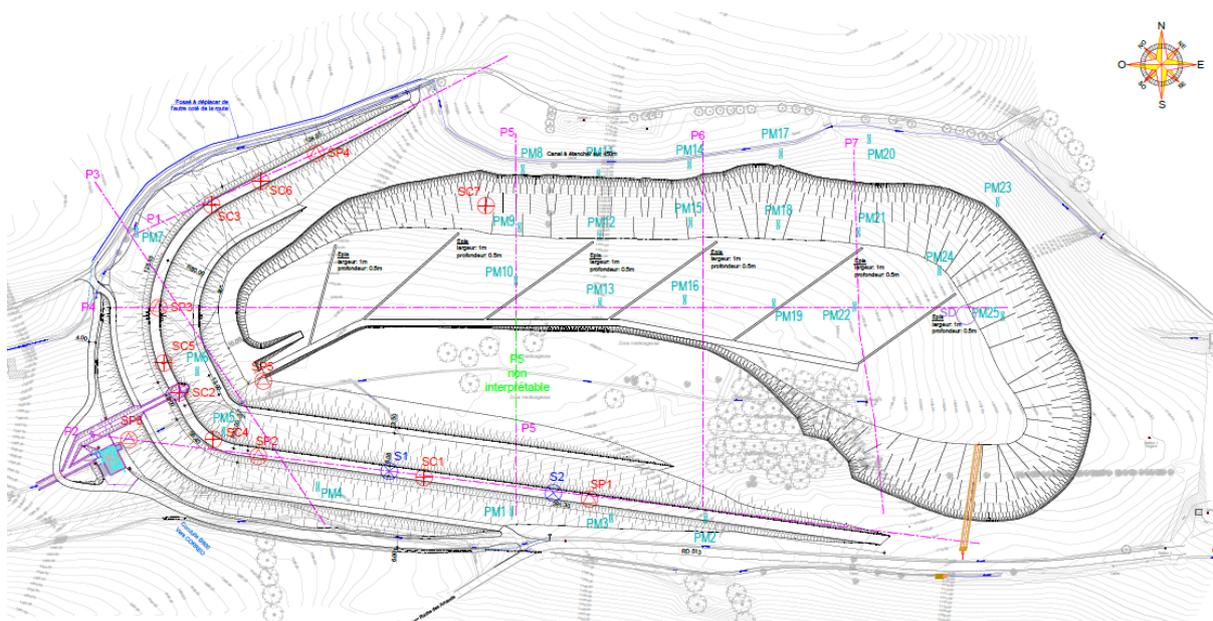


Figure 5. Implantation des sondages réalisés en 2013 et 2016 par Géolithe

Les reconnaissances géotechniques ont porté sur l'emprise du futur barrage (caractérisation des fondations) et de la future cuvette (caractérisation de l'étanchéité de la retenue et caractérisation des matériaux d'emprunt).

Les reconnaissances réalisées par GEOLITHE en tant que bureau d'étude géotechnique pour le compte de TRACEBEL en 2013 et puis de SOMIVAL en 2019, ont consisté principalement en la réalisation d'investigations pour les fondations et pour les zones d'emprunt :

Tableau 2 : Synthèse des investigations réalisés par Géolithe dans le cadre de la G2-AVP 2013 et G2-PRO 2016

	G2-AVP (Reconnaitances de 2013)	G2-PRO (Reconnaitances de 2016)
Fondation du barrage	4 profils électriques de profondeur d'investigation 40 à 50 m (P1 à P4)	
	7 sondages à la pelle (PM1 à PM7)	
	7 identifications GTR (1 échantillon par sondage à la pelle)	
	3 sondages carottés descendus à 15 m (SC1, SC2 et SC3)	3 sondages carottés descendus à 12 m (SC4, SC5, SC6)
	3 x 3 essais de perméabilité in-situ dans les forages (SC1, SC2 et SC3)	2 essais d'infiltration de type LEFRANC en SC5 et SC6.
	2 essais de perméabilité au perméamètre de laboratoire (le site ne présente pas de sols fins qui pourraient faire l'objet d'essais œdométriques)	
	6 sondages destructifs pour essais pressiométriques tous les mètres jusqu'à 15 à 20 m (SP1 à SP6)	2 sondages destructifs à 10 m avec essais pressiométriques tous les mètres (S1, S2)
	2 essais de cisaillement rectiligne à la boîte	2 essais de cisaillement rectiligne à la boîte (SC5 et SC6)
		11 essais Traixiaux CU+U
	1 essai d'érosion de conduit HET	
Zone d'emprunt	3 profils de sismique-réfraction de profondeur d'investigation 15 m (P5, P6 et P7)	
	18 sondages à la pelle mécaniques descendus à 5 m (PM8 à PM25)	10 nouveaux sondages à la pelle descendus à 5 m (NPM10, NPM12, NPM17, NPM19, NPM20, NPM24, NPM26, NPM27, NPM28, NPM29)
	18 identifications GTR (1 échantillon par sondage à la pelle)	8 identifications GTR
	2 limites d'Atterberg (PM10 et PM16)	
	2 essais Proctor (PM12 et PM17)	2 essais Proctor (mélanges NPM26+27 et NPM28+29)
		10 teneurs en eau (NPM10 à 24)
		1 sondage carotté descendu à 10 m dans le talus Nord (SC7)
		1 sondage destructif à 10 m dans le talus Est (SD1)

Le présent avant-projet ne fait pas l'objet d'investigation complémentaire mais d'une réinterprétation de l'ensemble des investigations.

2.7.2 ZONE DE FONDATION DU FUTUR BARRAGE

2.7.2.1 PROFILS ELECTRIQUES

Les 4 profils électriques réalisés au droit de la fondation du futur barrage révèlent :

- La présence de limons graveleux en surface de résistivité faible, 50 à 150 Ω .m (de manière globale 5 m d'épaisseur).
 - Sur l'extrémité Nord-Est du Barrage (en Rive droite) les limons graveleux sont plus épais (cf. PE1). ;
 - Dans l'axe du vallon, cet horizon se présente plus argileux et humide, voire saturé (cf. PE4) avec des résistivités très faibles (30 à 50 Ω .m).
- La couverture en limons graveleux surmonte un horizon plus grossier : de graves limoneuses d'épaisseur variable ;
 - Plus en profondeur, les profils révèlent des Graves sablo-limoneuses (voire des conglomérats ?)
 - Sur l'extrémité Nord-Est du Barrage (en Rive droite) cet horizon est moins profond (cf. PE1 et PE3 Nord-Ouest).

Ainsi, le long du futur barrage, de la rive droite vers la rive gauche on note :

- Sur l'extrémité Nord-Est du barrage, des épaisseurs importantes (≈ 10 m) de limons graveleux surmontant des graves limoneuses.
- L'épaisseur de la couverture limono-graveleuse décroît au fur et à mesure qu'on évolue vers l'Ouest (épaisseurs autour de 5 m) ;
- A l'angle Nord-Ouest, les graves sablo limoneuses (avec présence pressenti de conglomérats) sont moins profondes ;
- A contrario, l'angle Sud-Ouest du barrage se situe à proximité de l'axe du vallon et la présence de matériaux argileux humides à saturés est remarquable ;
- Le long de la rive gauche on retrouve les horizons plus homogènes avec une couverture en limons graveleux (environ 5 m) surmontant une épaisse couche de graves limoneuses. L'horizon en graves sablo-limoneuses (conglomérats ?) est plus profond.

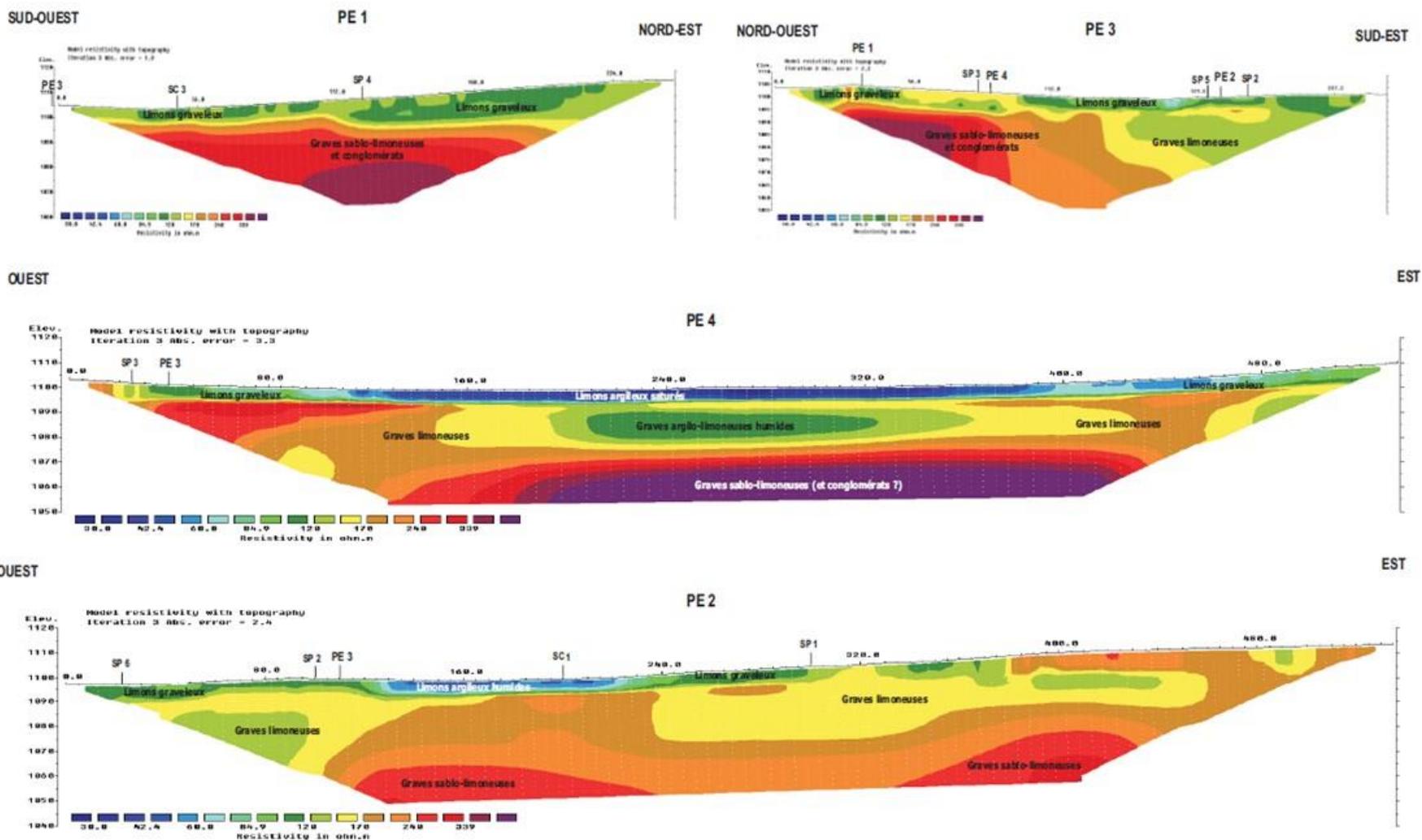


Figure 6 : Profils électriques réalisés lors de la mission G2-AVP 2013)

2.7.2.2 LITHOLOGIE (SONDAGES IN SITU)

La lithologie le long de la fondation du barrage a été appréciée à partir des sondages réalisés lors des missions G2-AVP et G2-PRO : 7 sondages à la pelle (PM1 à PM7), 6 sondages carottés (SC1 à SC6) et 8 sondages destructifs (SP1 à SP6 et S1 et S2).

Les faciès reconnus ont été regroupés en horizons synthétisés dans le graphique ci-après. Les coupes sondeurs ont été vérifiées et amendées après analyse des résultats des essais pressiométriques et essais en laboratoire.

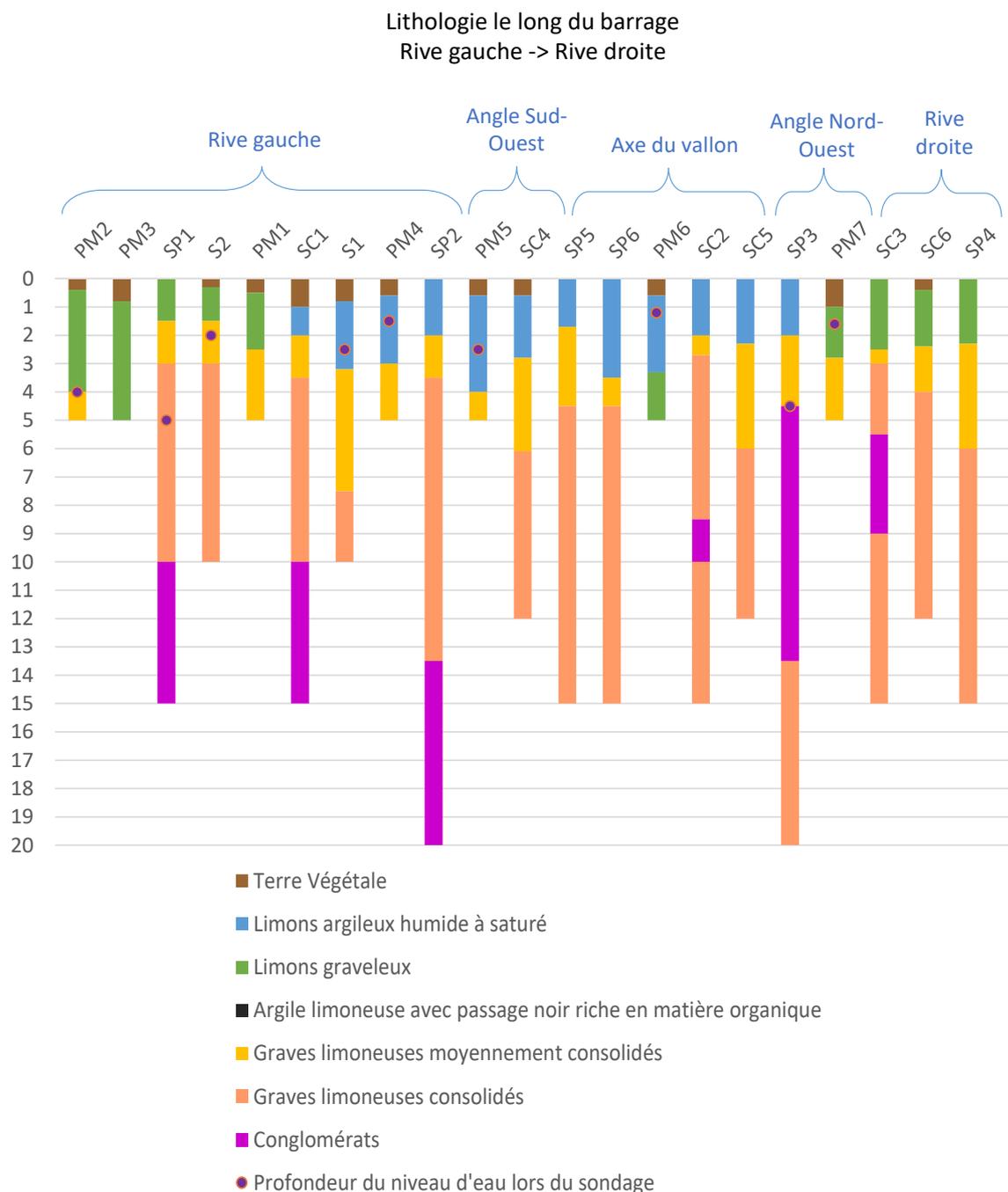


Figure 7 : Synthèse graphique des formations rencontrées le long de la fondation du futur barrage

Les fouilles et sondages mettent en évidence la lithologie suivante du haut vers le bas :

- **Horizon H0** : de la terre végétale a été reconnue localement sur une épaisseur pouvant atteindre 1 m d'épaisseur
- **Horizon H1** : Les matériaux de surface d'épaisseur métrique ou pluri-métrique ont été décrits comme des limons graveleux à blocs (classe GTR C1A1 ou C1B5), de consistance correcte.
- **Horizon H1bis** : Dans l'axe du vallon, les sondages proches du ruisseau (SC2, SC4, SC5, SP5 et SP6) cette couverture est plus argileuse (argile limoneuse, argile graveleuse) souvent humide ou très humide de classe GTR A1 ou A2. Leurs valeurs pressiométriques sont globalement faibles.
- **Horizon H2** : Sous la couverture, des graves limoneuses moyennement consolidées sur les premiers mètres surmontant des graves consolidées (H2bis) plus en profondeur. Les caractéristiques pressiométriques ont permis de distinguer les horizons H2 et H2bis dont la pression limite moyenne passe globalement de 1 MPa à 3 MPa respectivement. Sur les sondages carottés leur distinction est plus « qualitative » voire intuitive, à partir des commentaires du log des sondages (compact et peu compact, horizon plus ou moins limoneux...).
- **Horizon H3** : Au sein des graves limoneuses ont été identifiés des passages sur-consolidés, possiblement des conglomérats dont la pression limite moyenne est supérieure à 5 MPa. Cet horizon se révèle soit en forme de poche peu profonde (en rive droite) soit plus en profondeur en rive gauche (comme le montre le profil en long au droit de la digue sur la Figure 8).

En synthèse les résultats indiquent globalement des matériaux limoneux (**H1** ou **H1bis**) en couverture sur 1 à 2 m d'épaisseur surmontant des graves limoneuses moyennement compactes (**H2**) sur des épaisseurs variables (1 à 4 m) puis des graves plus compactes (**H2bis**). Des graves sur-consolidés (**H3**) ont été identifiées soit en profondeur (> 10m) soit en « poche ».

Plus précisément, sur le profil le long du barrage (de la rive gauche vers la rive droite) :

- En rive gauche : On note des faibles épaisseurs de limons (H1) surmontant les graves (H2 et H2bis). L'horizon sur-consolidé (H3) a été identifié globalement au-delà de 10 m/TN ;
- A l'axe du vallon : Confirmant les observations des profils électriques, on note dans l'axe du vallon la présence d'un horizon limono-argileux à cailloux (H1bis) humide à saturé, en liaison avec les écoulements d'eau sur la plaine surmontant les graves des horizons H2 et H2bis).
- En rive droite : Les couches de limons (H1) et de graves moyennement compactes (H2) sont plus épaisses comparées à la rive gauche. Une poche de conglomérats (H3) peu profonde est présente dès 4.5 m de profondeur à l'angle Nord-Ouest du barrage.

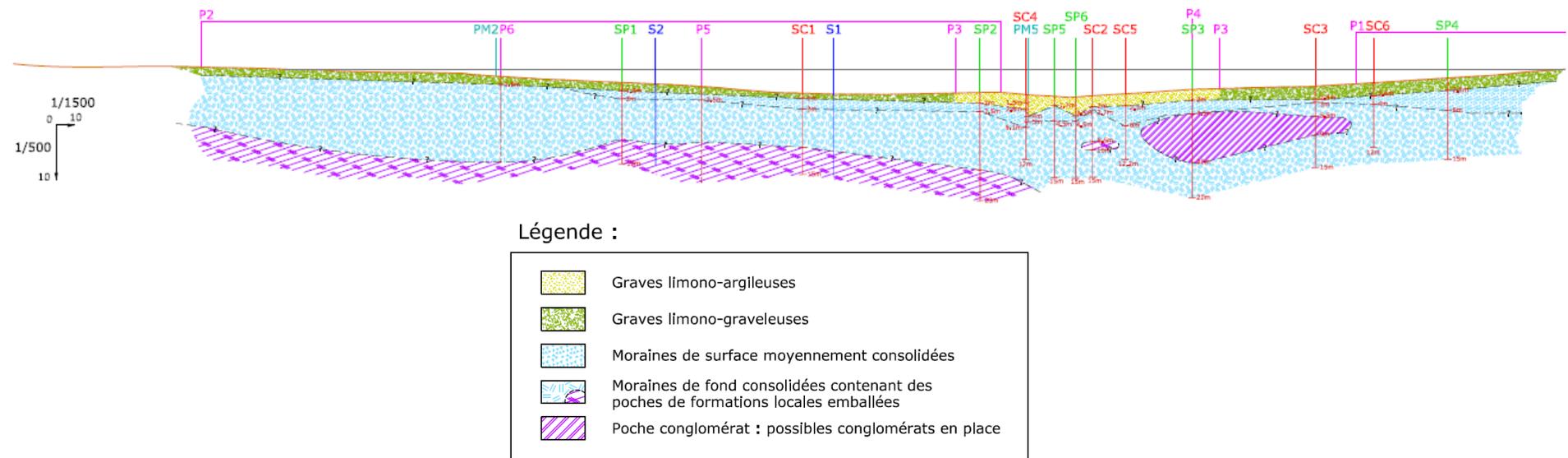


Figure 8 : Profil en long au droit de la digue (Document Géolithe daté de 15/05/2017)

Il convient de signaler la présence d'eau sur certains sondages notamment entre l'axe du vallon et la rive gauche (absence de niveau d'eau sur la rive droite). Les profondeurs de niveau d'eau repérés lors de sondages sont à analyser avec précaution puisqu'il s'agit d'une seule mesure isolée et non stabilisée pouvant être affectée par la méthode de forage (sur certains cas à l'eau). Ainsi, les niveaux d'eau repérés peuvent s'agir :

- Soit de l'eau résiduelle issue de la foration ;
- Soit de circulations temporaires et erratiques interceptées par le sondage ;
- Soit d'une nappe phréatique

Les niveaux d'eau mesurés ne représentent donc pas un niveau stabilisé. Il peut subir des fluctuations dans le cas d'une nappe ou de circulations erratiques. S'il s'agit d'eau résiduelle de forage, le sondage va s'assécher à plus ou moins longue échéance.

2.7.2.3 ESSAIS PRESSIOMETRIQUES

La synthèse des valeurs pressiométriques obtenues des 8 sondages réalisés au droit de la fondation du futur barrage est présentée dans le tableau ci-après.

Tableau 3 : Tableau de synthèse des caractéristiques pressiométriques

Horizon	Nbre valeurs	Em (en Mpa)					pl* (en Mpa)				
		Min	Max	Moyenne Géométrique	Ecart type	Moyenne - 1/2 écart type	Min	Max	Moyenne Arithmétique	Ecart type	Moyenne - 1/2 écart type
H0	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
H1bis	11	2,3	18,9	5,3	4,7	3,0	0,4	1,2	0,6	0,2	0,5
H1	5	5,9	19,1	9,8	5,5	7,1	0,6	1,7	1,1	0,4	0,8
H2	16	2,3	32,1	11,5	7,7	7,6	0,3	2,7	1,5	0,7	1,1
H3	17	48,8	129,8	90,5	26,1	77,4	5,0	6,0	5,6	0,5	5,4
H2bis	58	10,8	158,2	42,0	34,6	24,7	0,7	6,9	3,6	1,6	2,8

Selon l'analyse statistique des caractéristiques pressiométriques issus de ces essais :

- **H0** (terre végétal) : la couche de terre végétale présente sur certains sondages n'a pas fait l'objet d'essai pressiométrique ;
- **H1** (limons graveleux à blocs) : les valeurs de module pressiométrique et pression limite révèlent des résistances faibles à moyennes sur la couverture limono-graveleuse. Ces matériaux sont assimilables à des sols granulaires normalement consolidés.
- **H1bis** (limons argileux) : sur l'axe du vallon et sur la pleine d'inondation la couverture limoneuse est humide et présente des valeurs pressiométriques faibles. La relation Em/Pl* suggère que ces limons argileux sont sous consolidés.
- **H2** (graves limoneuses moyennement consolidées) : les valeurs pressiométriques sont assimilables à des matériaux de bonne résistance mécanique. Localement, on notera des valeurs plus faibles au droit du sondage S1, sur la rive gauche du barrage. La relation Em/Pl* suggère que ces matériaux sont normalement consolidés.
- **H2bis** (graves limoneuses consolidées) : les matériaux associés à cet horizon présentent des résistances mécaniques bonnes à très bonnes. La relation Em/Pl* suggère que ces matériaux sont normalement consolidés.

- **H3** (graves limoneuses sur-consolidées): cet horizon possiblement des conglomérats de résistance mécanique très bonne (PI^* moyenne > 5 MPa) se présente en forme de poches ou passages sur-consolidées (Graves avec $Em/PI^* > 10$).

2.7.2.4 ESSAIS DE PERMEABILITE IN SITU

Un total de 11 essais de perméabilité ont été réalisés sur les sondages SC1, SC2, SC3, SC5 et SC6 sur des profondeurs allant de 2.5 à 9.5 m de profondeur/TN (cf. tableau de synthèse ci-après).

Les valeurs mesurées indiquent :

- Entre 2.5 et 7 m de profondeur les perméabilités varient globalement de 1.5×10^{-6} m/s à 1.9×10^{-5} m/s ;
- A partir de 7 m de profondeur les perméabilités sont globalement plus faibles dans une plage de valeurs légèrement moins étendue : valeurs mesurées entre 2×10^{-7} m/s et 2×10^{-6} m/s ;
- Sur SC6 à 5.5 m de profondeur la perméabilité mesurée est en dehors des deux plages de valeurs et très faible : 1×10^{-8} m/s.

En regardant sondage par sondage, on note sur SC1 et SC2 une légère augmentation de la perméabilité entre 3 et 6 m de profondeur avant d'atteindre l'horizon de perméabilités plus faibles vers 9 m de profondeur.

Sur SC3 la perméabilité décroît entre 3 et 6 m et reste presque identique à 9 m.

Tableau 4 : Résultats des essais de perméabilité in-situ sur les sondages carottés le long de la fondation du barrage

Echantillon	Profondeur (m/TN)	Nature du matériau		Masse volumique apparente (t/m ³)	k	
		(Description essais laboratoire)			Nasberg (N)	ou Lefranc (L)
SC1	2,5-3 m	H2	Grave limono-argileuse grise	2,23	1,52E-06	N
	6-6,5 m	H2bis	Grave limono-argileuse grise	2,17	2,17E-06	N
	9,25 m	H2bis	(Argile graveleuse (20 à 30% de petites graves)		2,34E-07	L
SC2	3,25 m	H2bis	(grave sableuse)		5,55E-06	L
	6,25 m	H2bis	(grave sableuse)		1,89E-05	L
	9,25 m	H3	(grave sableuse)		7,96E-07	L
SC3	3-3,5 m	H2bis	(grave argileuse)		1,07E-05	N
	6-6,5 m	H3	(grave peu sableuse, galets argileux...)		2,62E-06	N
	9-9,5 m	H2bis	Grave sablo limoneuse beige (compact)	1,97	2,25E-06	N
SC5	4,3 m	H2	Graves et sables limoneux		2,25 à 4e-6	L
SC6	5,5 m	H2bis	Graves limono-sableux		8e-07 à 1e-8	L

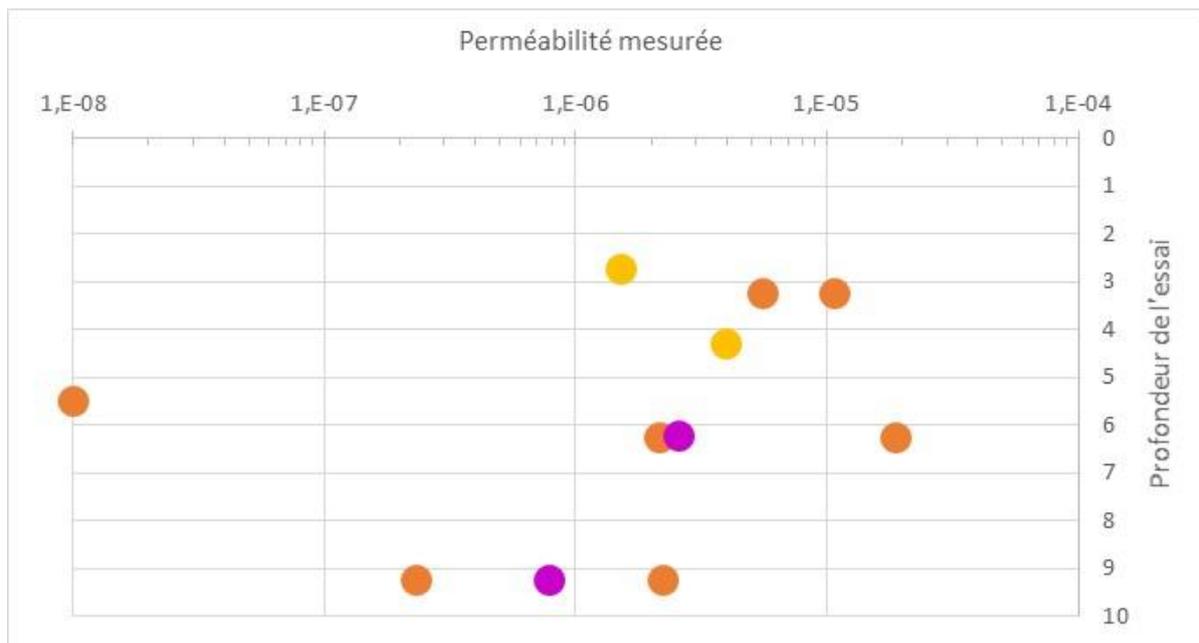


Figure 9 : Synthèse graphique des perméabilités mesurées le long du barrage en fonction de la profondeur de l'essai

2.7.3 ZONE D'EMPRUNT

2.7.3.1 PROFILS GEOPHYSIQUES (SISMIQUE DE REFRACTION)

En amont du futur barrage, sur la zone d'emprunt (plaine d'inondation) 3 profils géophysiques ont été réalisés dans la direction Nord-Sud. Ils sont nommés PS5, PS6 et PS7.

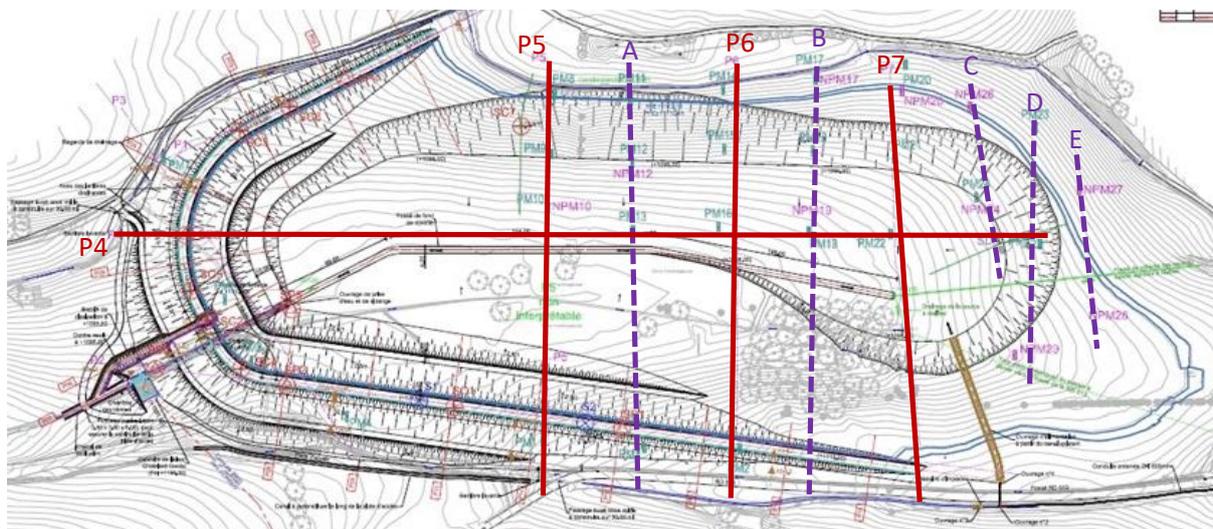


Figure 10. Rappel de la localisation des profils géophysiques (en rouge)

Les profils révèlent :

- La présence de limons argileux ou graves limoneuses en surface avec des vitesses sismiques faibles, entre 500 et 600 m/s :

- Les profils révèlent, de manière globale, au moins 2 m d'épaisseur de cet horizon de surface ;
- Il tend à s'épaissir vers l'axe du vallon pouvant atteindre 5 m d'épaisseur sur les points les plus bas (cf. PS7) ;
- Dans l'axe du vallon ce faciès est plus argileux (limons argileux) tandis qu'il se montre plus grossier sur les côtés (graves limoneuses ou limons graveleux, de vitesses sismiques légèrement supérieures comparées à celles des limons argileux).
- A Sud-Est de la future réserve, sous une fine couverture de limons argileux ont été révélées des colluvions (graves limoneuses) sur 2 à 4 m d'épaisseur. Les vitesses sismiques de ces faciès sont intermédiaires, de l'ordre de 700 à 900 m/s.
- A partir de 2 à 5 m de profondeur, les profils révèlent la présence d'un horizon gravelo-limoneux dont les vitesses sismiques sont comprises entre 1500 et 2500 m/s.

Ainsi, on note une certaine symétrie des horizons par rapport à l'axe du vallon à l'exception des colluvions révélés en partie Sud-Est de la réserve.

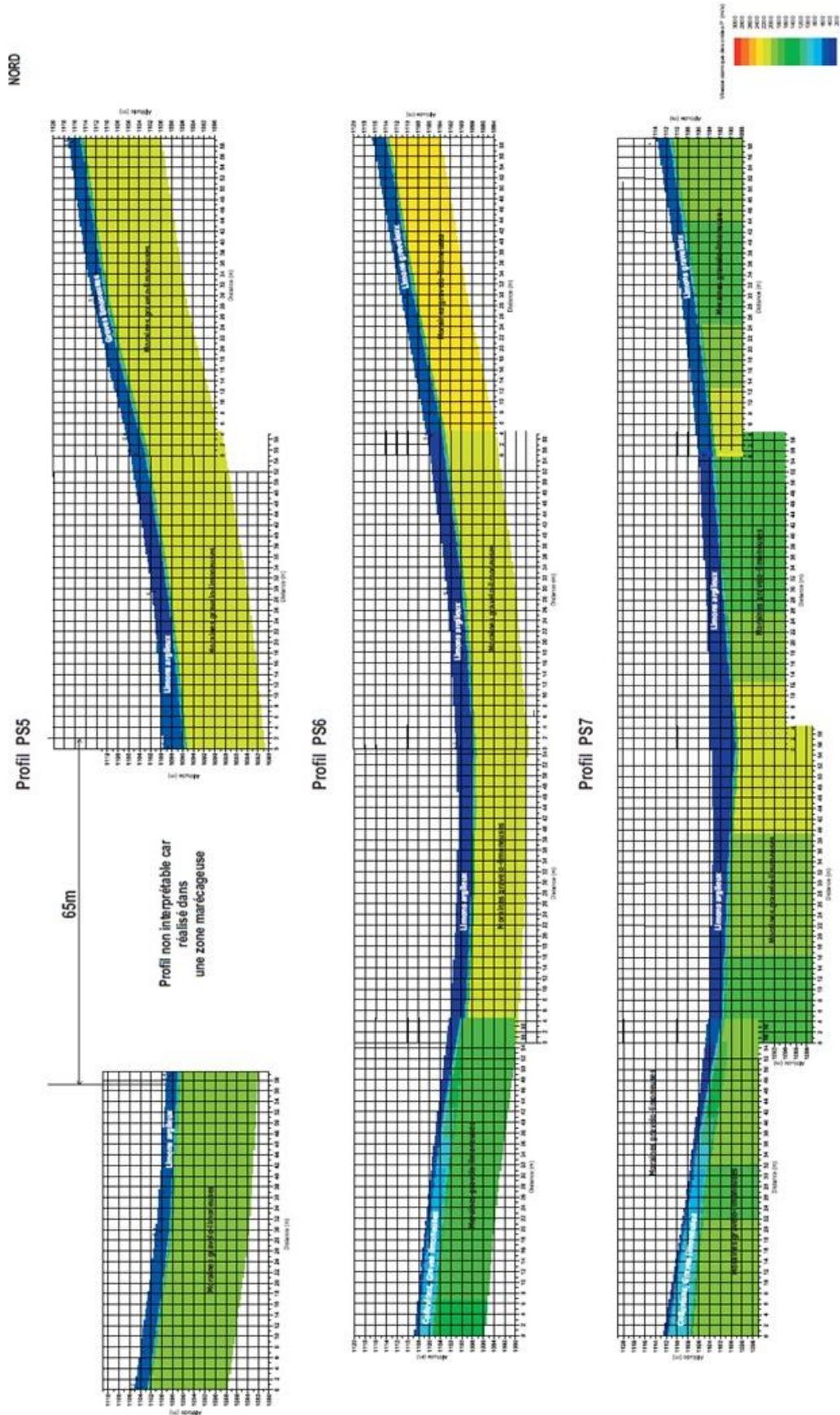


Figure 11 : Profils géophysiques réalisés lors de la mission G2-AVP 2013

2.7.3.2 LITHOLOGIE (SONDAGES IN SITU)

La lithologie sur la zone d'emprunt a été appréciée à partir des sondages réalisés lors des missions G2-AVP et G2-PRO : 18 sondages à la pelle de 2013 (PM8 à PM25), 10 nouvelles sondages à la pelle (NPM10, 12, 17, 19, 20, 24, 26 à 29), 1 sondage carotté (SC7) et 1 sondage destructif (SD1).

Les faciès reconnus ont été regroupés en horizons synthétisés dans les graphiques ci-après. Le premier graphique présente plusieurs sondages alignés dans la direction ouest-Est selon le profil P4 (coïncidant avec le profil géophysique).

Le deuxième graphique présente plusieurs sondages alignés dans la direction Nord-Sud :

- Profils P5, P6 et P7 coïncidant les profils géophysiques (en rouge dans la Figure 10)
- Profils A, B, C, D et E (en violet dans la Figure 13).

Les sondages PM1, PM2 et PM3 réalisés le long de la rive gauche du futur barrage ainsi que le SP3 dans l'axe du vallon sont également présentés dans les graphiques de synthèse pour une meilleure appréhension de la lithologie dans la zone d'emprunt.

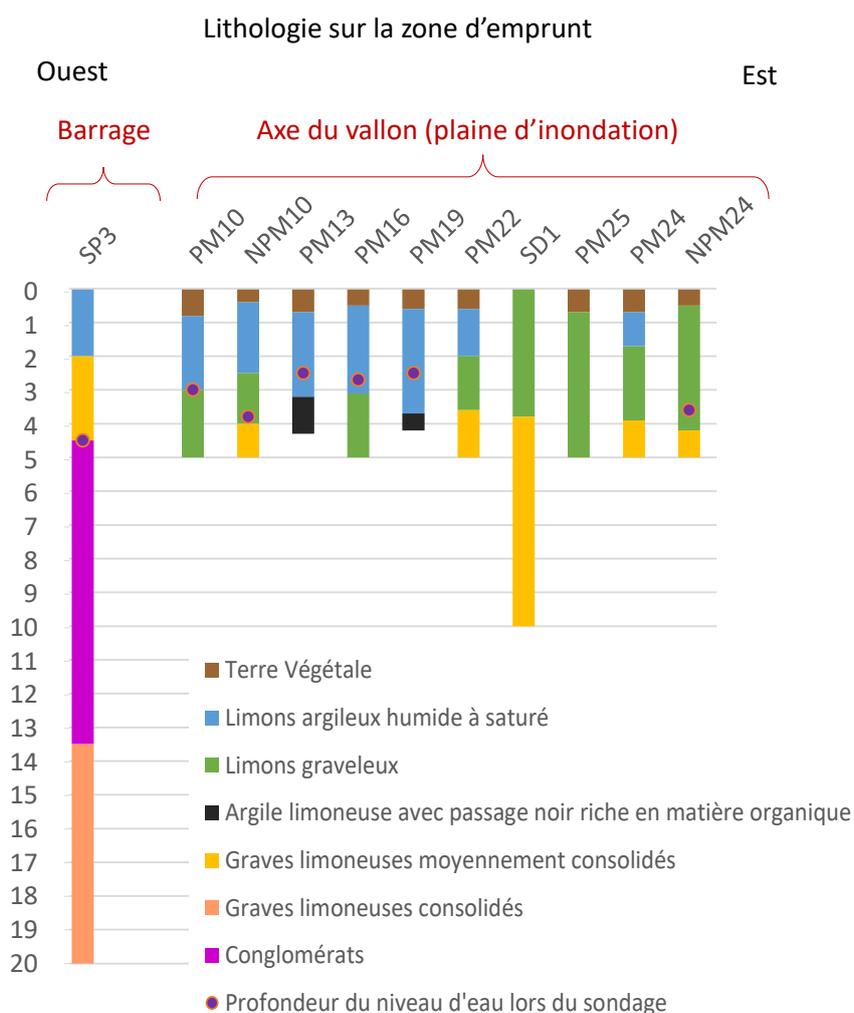


Figure 12: Synthèse graphique des formations rencontrées sur la zone emprunt (profil Ouest-Est)

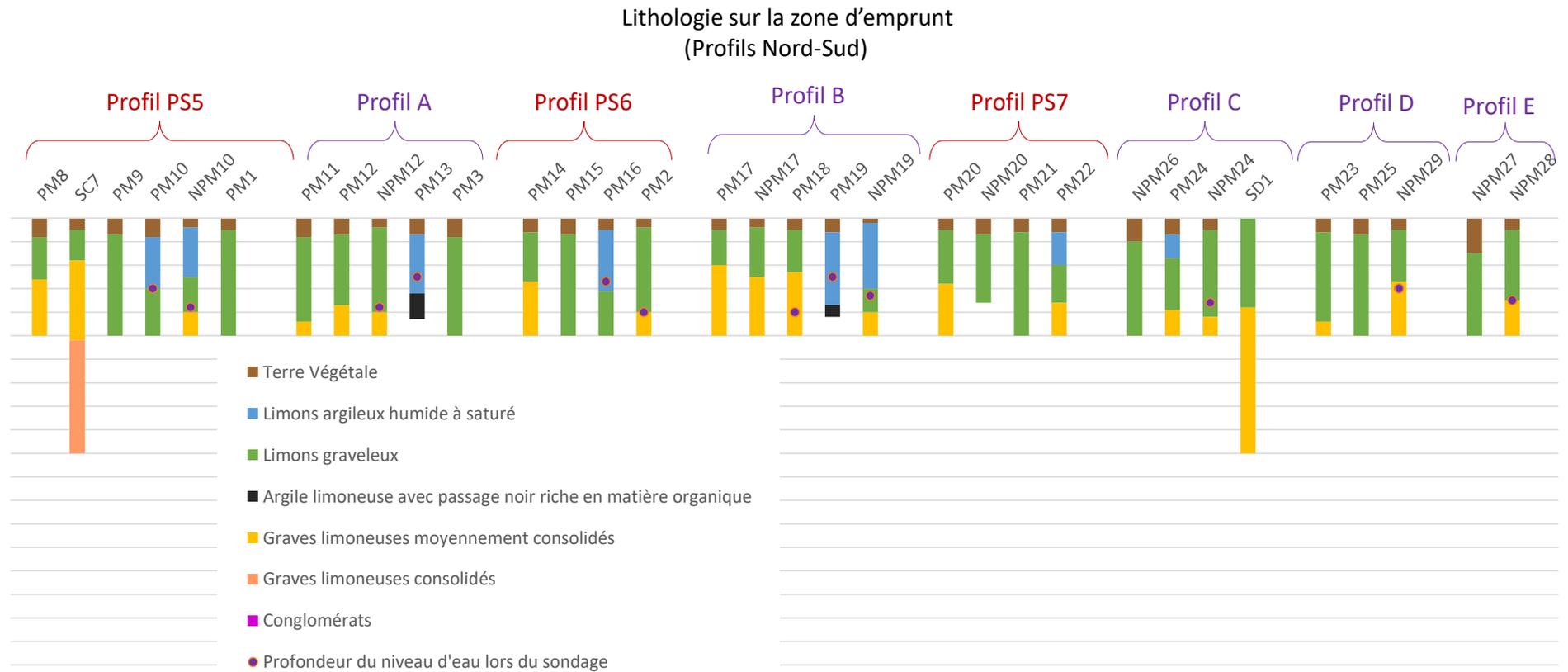


Figure 13: Synthèse graphique des formations rencontrées sur la zone emprunt (profils Nord-Sud)

Les faciès reconnus sont en accord avec les horizons identifiés par les profils géophysique. L'ensemble des reconnaissances a permis d'approfondir l'interprétation des résultats obtenus.

Les sondages indiquent la présence de :

- **Horizon H0** : de la terre végétale a été reconnue sur l'ensemble de la zone sur des épaisseurs variées, globalement inférieures à 1 m.
- **Horizon H1** : Sous la terre végétale ont été reconnus des limons graveleux d'épaisseur métrique ou pluri-métrique. Les matériaux sont décrits comme des graves limoneuses marrons ou limon graveleux marron (classe GTR C1A1 ou C1B5), de consistance correcte.
- **Horizon H1bis** : Dans l'axe du vallon, les sondages proches du ruisseau (SP3, PM10, NPM10, PM13, PM16, PM19, PM22 et PM24) indiquent la présence d'une couverture plus argileuse (limon argileux ou argilo-graveleux marron), très souvent humide voire saturée de classe GTR A1 ou A2.
- **Horizon H4** : Ponctuellement (PM13 et PM19), des passages riches en matière organique ont été identifiées sur la base de l'horizon H1bis, au-delà de 3 m de profondeur.
- **Horizon H2** : Sous les horizons de couverture (H1 ou H1bis) les sondages ont identifié un horizon décrit comme grave limono argileuse gris-noir (description des sondages de 2013) ou argile grise-noire compacte à cailloux (description des sondages de 2016) souvent compactes. L'ensemble des investigations réalisées sur la zone d'emprunt ne permet pas de distinguer les « sous-horizons » **H2** et **H2bis** (respectivement : moyennement consolidé ou consolidé).

En synthèse les résultats indiquent globalement la présence de limons graveleux marron (**H1**) en surface sur 2 à 5 m de profondeur surmontant des graves limoneuses grises compactes (**H2**). La majorité des échantillons prélevés sont de GTR C1A1 ou C1B5 (cf. § suivant). Dans l'axe du vallon une couche plus argileuse (classe GTR A1 ou A2) très souvent humide voire saturée est observée sur des épaisseurs pouvant atteindre 3 m (**H1bis**). Ponctuellement, sur la base de cet horizon argileux ont été observées des passages riches en matière organique (**H4**).

Il convient de signaler la présence d'eau sur certains sondages notamment dans l'axe du vallon. Les profondeurs relevées par les sondages à la pelle indiquent des arrivées d'eau entre 2.5 et 4 m de profondeur/TN.

Sur la base des profils géophysiques et des coupes de sondage, il est possible d'esquisser la zone où la présence de matériaux de couverture type **H1bis** est probable (zone en bleu dans la Figure ci-après). A noter que sur la zone d'emprunt que certains sondages (PM13 et PM19 hachurés en gris) ont identifié la présence de matière organique sur la base de la couche **H1bis**.

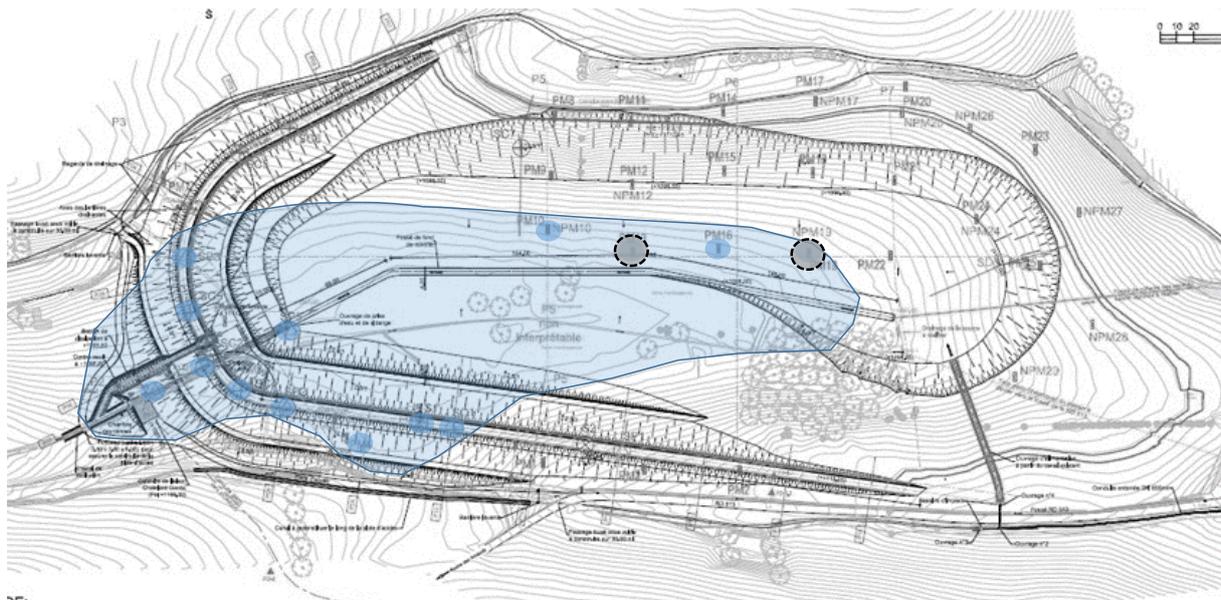


Figure 14: Esquisse de la zone où la présence de matériaux limoneux de faibles caractéristiques est probable

2.7.4 ESSAIS EN LABORATOIRE

2.7.4.1 IDENTIFICATION GTR

Selon les identifications GTR réalisés sur des échantillons issus des sondages à la pelle les horizons en limons graveleux ou graves limoneuses (**H1** et **H2**) sont majoritairement de classe **C1B5** ou voire **C1A1**. Il s'agit de sols comportant des fines et des gros éléments dont le comportement peut être assez justement apprécié par celui de leur fraction 0/50 mm.

Si la classe GTR des matériaux ne permet pas de distinguer les horizons **H1/ H2**, leur compacité et caractéristiques mécaniques le permettent (cf. résultats pressiométriques et essais de mécaniques des sols).

La teneur en eau des horizons **H1** et **H2** est variable dans un intervalle de 7 à 25% avec une **moyenne de w = 13%**. A noter que les teneurs en eau sur **H2** sont plus homogènes (entre 9 et 14%).

Sur la plaine d'inondation (zone d'emprunt en fond du vallon), où les matériaux de couverture sont les limons argileux (**H1bis**) la teneur en eau est plus élevée. Les valeurs sont dans un intervalle de 29 à 45% avec une moyenne de **w = 34%**. Les matériaux de cet horizon sont de classe **A2** et plus sensibles à l'eau au vu de leur **IP = 15 et 21**.

On notera que des essais d'identification (ainsi que d'autres essais de laboratoire) ont été réalisés également sur des mélanges afin d'appréhender les caractéristiques du futur remblai de construction du barrage.

Tableau 5 : Résultats des essais de teneur en eau, limites d'Atterberg, Classification GTR et Proctor

Echantillon Profondeur (m/TN)		Nature du matériau (Description essais laboratoire)	w (%)	wl (%)	wp (%)	IP	IC	VBS	Granulométrie				Classe GTR	Proctor		Indice portant		
									Dmax (mm)	Passant à				pOPN (t/m3)	wOPN (%)	pd (t/m3)	IPI	
										50 mm (%)	2 mm (%)	80 µm (%)						
PM1	3,50	H2	Grave limono argileuse gris noir	9,04					0,45	80	95,9	52,4	31,3	C1B5				
PM2	2,50	H1	Grave limoneuse marron	11,17					0,5	200	84,1	51,8	29,5	C1B5				
PM3	3,50	H1	Grave limoneuse marron	11,19					0,48	150	88,8	46,3	28,7	C1B5				
PM4	2,50	H1	Grave limoneuse marron	12,31					0,67	100	90,2	56,4	34,5	C1A1				
PM5	4,50	H2	Grave limono-sableuse gris-noir	10,12					0,35	63	97,6	53,3	25,7	C1B5				
PM6	4,00	H1	Grave limono-argileuse gris-noir	13,57					0,47	80	93,4	56,9	29,1	C1B5				
PM7	2,50	H1	Grave limono-sableuse marron	13,83					0,44	80	96,3	60,4	26	C1B5				
PM8	2,50	H1	Grave limono-argileuse gris-noir	13,85					0,59	63	98,7	61,3	39,4	C1A1				
PM9	3,50	H1	Grave limoneuse, peu sableuse marron	11,06					0,69	63	95	61,6	39,6	C1A1				
PM10	3,00	H1bis	Limons argilo-graveleux marrons	28,53	54	33	21	1,2	1,86	31,5	100	94,6	76,5	A2 s				
PM11	3,50	H1	Grave limoneuse, peu sableuse marron	16,10					1,05	63	97,1	65,6	41,5	C1A1				
PM12	4,30	H2	Grave limono-argileuse gris-noir	9,94					0,56	100	88,5	65,6	42	C1A1 h	2,21	7,99	2,11	4
PM13	4,00	H1bis	Argile limono-graveleuse beige	44,52					1,3	100	94,1	84,9	67,2	C1A1				
PM14	4,00	H2	Grave limono-argileuse gris-noir	9,59					0,76	200	88,8	65	43,7	C1A1				
PM15	3,00	H1	Grave limoneuse marron	8,40					0,49	63	98,1	56,3	34,4	C1A1				
PM16	2,90	H1bis	Limons argileux marrons	30,06	44	29	15	0,9	2,92	31,5	100	94,2	64,6	A2 h				
PM17	2,25	H2	Grave limono-argileuse gris-noir	8,85					0,38	150	92,1	49,8	28,5	C1B5 th	2,27	7,23	2,18	4
PM18	2,00	H1	Grave limono-sableuse	13,27					0,8	80	97,8	62,9	29,7	C1B5				
PM19	3,90	H1	Grave limoneuse marron	9,40					0,38	63	99	57,2	31,9	C1B5				
PM20	2,50	H1	Grave limoneuse, peu sableuse marron	12,43					0,5	80	95,4	60,5	34,2	C1A1				
PM21	3,50	H1	Grave limoneuse marron	11,23					0,61	63	97	61,2	37,3	C1A1				
PM22	3,00	H1	Grave limono-sableuse	21,55					1,4	63	96,4	71,6	47,6	C1A1				
PM23	3,60	H1	Limons graveleux	11,21					0,71	50	100	61,3	39,7	A1				
PM24	4,50	H1	Limons argileux, un peu graveleux gris	11,63					0,96	40	100	74,5	55,1	A1				
PM25	2,70	H1	Grave limono-sableuse marron	14,39					0,39	80	88,2	46,2	24,5	C1B5				
NPM10	2,50	H1bis/H1	Limons bruns graveleux	19,90														
NPM12	4,30	H1	Argile gris-beige avec galets	9,60														
NPM17	2,20	H1	Grave limoneuse brune	6,50														
NPM19	4,00	H2	Limons argilo-graveleux	14,00														
NPM20	2,60	H1	Grave argileuse brune	14,20														
NPM24	0,50	H1	Limons bruns avec graves	17,60														
	1,50	H1	Limons bruns avec graves	15,70														
	3,00	H1	Grave sablo-limoneuse brune	13,80														
	4,10	H1	Grave sablo-limoneuse brun-beige	11,30														
	5,00	H2	Argile grise avec galets	10,40														
NPM26	1,70	H1	Limons graveleux bruns	20,30					1,12	63	97,7	73,9	57,1	C1A1				
	3,00	H1	Limons graveleux gris, plastiques très compacts	11,61					0,37	80	92,9	59,2	38	C1A1				
NPM27	1,60	H1	Limons graveleux bruns	16,75					0,85	50	100	79,7	61,7	A1				
	3,60	H1	Limons graveleux bruns	13,91					0,55	80	93,3	54,6	35,3	C1A1				
NPM28	1,50	H1	Grave limoneuse brune	12,18					0,48	100	90,5	56,4	34,7	C1A1				
	3,30	H2	Grave sablo-limoneuse gris-brun clair brune	10,47					0,35	100	85,2	44,4	22	C1B5				
NPM29	0,50	H1	Limons bruns graveleux	24,50					1,34	50	100	76,2	56,7	A1				
	2,70	H2	Grave limono-sableuse brun clair	12,06					0,6	80	90,8	50,2	30,1	C1B5				
NPM26+27	1,6-1,7	H1	Mélange : fraction 0/20	21,40										C1A1	1,72	19,7		
NPM26+27	1,6-1,7	H1	Mélange : fraction 0/D	21,40										C1A1	1,78	17,91		
NPM28+29	2,7-3,3		Mélange : fraction 0/20	15,50										C1B5	2,04	11,5		
NPM28+29	2,7-3,3	H1	Mélange : fraction 0/D	15,50										C1B5	2,20	8,43		
NPM10+29	0,5-3,5	H1bis/H1	Mélange Limons bruns graveleux	11,22					0,83	100	93,8	63,8	42,3	C1A1	1,83	15,9		

2.7.4.2 ESSAIS PROCTOR

Les essais Proctor (échantillons extraits de PM12 et PM17 sur des profondeurs 4.3 et 2.25m) conduisent à des valeurs de poids volumique et teneur en eau optimale de l'ordre de :

- ρ_d OPN \approx 2.21 à 2.27 t/m³
- Wopn \approx 7.2 à 8 %

Pour les mélanges NPM26+27, NPM28+29 et NPM10+29 on note une forte différence des résultats obtenus :

- ρ_d OPN \approx 1.78 et 1.83 t/m³ pour les matériaux C1A1 ; 2.21 % pour C1B5
- Wopn \approx 17.9 et 15.9 t/m³ pour les matériaux C1A1 ; 8.43 % pour C1A1

Tableau 6 : Résultats des essais Proctor

Echantillon Profondeur (m/TN)		Nature du matériau (Description essais laboratoire)		Classe GTR	Proctor		Indice portant	
					ρ_{OPN} (t/m ³)	wOPN (%)	ρ_d (t/m ³)	IPI
PM12	4,30	H2	Grave limono-argileuse gris-noir	C1A1 h	2,21	7,99	2,11	4
PM17	2,25	H2	Grave limono-argileuse gris-noir	C1B5 th	2,27	7,23	2,18	4
NPM26+27	1,6-1,7	H1	Mélange : fraction 0/D	C1A1	1,78	17,91		
NPM28+29	2,7-3,3	H1	Mélange : fraction 0/D	C1B5	2,20	8,43		
NPM10+29	0,5-3,5	H1bis/H1	Mélange Limons bruns graveleux	C1A1	1,83	15,9		

2.7.4.3 ESSAIS DE CISSAILLEMENT ET TRIAXIAUX

Les essais de cisaillement direct et les essais triaxiaux apportent les paramètres de résistance mécanique des matériaux.

Sur l'ensemble des essais, les angles de frottement effectif (ϕ') varient de 29 à 40°, les valeurs les plus faibles ayant été observées sur l'horizon **H1bis**, comme présumé à partir des valeurs pressiométriques. On notera également que la matrice limoneuse confère des valeurs de cohésion effective (c') allant de 1 à 8 kPa.

La grande majorité des essais a été réalisée à partir d'échantillons remaniés : afin de respecter la proportion de 1/5 entre le diamètre de la plus grosse particule et celui de l'éprouvette (40 mm pour le cisaillement direct et 50 mm pour le triaxial), certains échantillons ont fait l'objet d'un remaniement par écrêtage pour ne conserver que les particules de taille inférieure à 8 ou 10 mm (cisaillement et triaxial respectivement). Les éprouvettes ont été reconstituées à la densité mesurée sur des échantillons intacts.

Parmi les 11 essais triaxiaux réalisés sur les échantillons du site (hors mélanges) seul 1 échantillon était intact. A observer que pour les échantillons remaniés les résultats sont représentatifs de la fraction inférieure à 10 mm. Plus cette fraction est faible, plus les valeurs

d'angle de frottement et de cohésion sont à considérer avec précaution (il est possible que l'angle de frottement soit sous-estimé).

Les couples de **valeurs effectifs** d'angle de frottement et cohésion (ϕ' et c') obtenus sont synthétisés dans les tableaux suivants. Une réinterprétation des essais triaxiaux a été menée afin d'estimer des **caractéristiques court-terme** (en bleu sur le Tableau 8).

Pour rappel, les caractéristiques consolidées non drainées (**Ccu et ϕ_{cu}**) sont celles à retenir pour les calculs de stabilité en situation sismique.

Tableau 7: Résultats des essais de cisaillement direct

Echantillon	Profondeur (m/TN)	Nature du matériau (Description essais laboratoire)	Cisaillement Direct					
			Echant	Passant à 8 mm (%)	c'_{pic} (kPa)	ϕ'_{pic} (kPa)	c'_{final} (kPa)	ϕ'_{final} (kPa)
SC4	H2bis	Graviers et sable grossier	remanié	96,3	1	34	1	34
SC6	H2bis	Grave limoneuse grise	remanié	70,6	2	36	2	36

Tableau 8: Résultats des essais triaxiaux

Echantillon	Profondeur (m/TN)	Nature du matériau (Description essais laboratoire)	Triaxial Consolidé non drainé (Cu+u)							Caractéristiques court terme *		
			Echant	Ecretage de l'éprouvette	Passant à 10 mm (%)	c' (kPa)	ϕ' (°)	λ_{Cu}	c_{u0} (kPa)	Ccu (kPa)	ϕ_{cu} (°)	
SC4	2,6	H1bis	Limons graveleux bruns	remanié	15,1%	84,90	3	31	0,23	68	49	12
	3,5	H2	Limons finement sableux	remanié	0,3%	99,70	2	34	0,91	165	98	28
	5,2	H2	Sables fins à argileux	intact	0%		6	36	0,78	185	43	39
	11,4	H2bis	Grave argileuse grise compacte	remanié	7,8%	92,20	6	30	0,41	56	56	11
SC5	0,7	H1bis	Limons bruns avec quelques blocs	remanié	3,1%	76,90	6	29	0,31	20	15	14
	3,1	H2bis	Grave limoneuse grise compacte	remanié	24,3%	75,70	3	40	0,33	103	74	16
SC6	3,6	H2	Grave argileuse grise	remanié	26,0%	74,00	3	31	0,77	5	3	26
	5	H2bis	Grave limoneuse très compacte	remanié	7,5%	92,53	8	31	1,11	34	7	32
SC7	0,5	H1	Limons graveleux bruns	remanié	1,3%	98,70	6	33	0,40	21	16	17
	6	H2bis	Grave argileuse grise	remanié	8,3%	91,70	6	32	0,45	109	70	20
	7,4	H2bis	Limons argilo-graveleux gris foncé	remanié	6,4%	83,60	2	37	0,50	0	0	20
NPM26 +27	1,6-1,7	H1	C1A1 - Compacté à l'OPN	remanié **	12%		7	31	0,33	30	24	14
NPM10 à 29	0,5-3,5	H1bis /H1	C1A1 - Compacté à l'OPN	remanié **			5	30	0,44	16	10	18
NPM10 à 29	0,5-3,5	H1bis /H1	C1A1 - Compacté à l'OPN	remanié **			3	33	0,43	22	15	18

*Caractéristiques estimées à partir d'une réinterprétation des essais triaxiaux – à confirmer par des essais en laboratoire

**Les éprouvettes des mélanges ont été préparées à la densité OPN (Toutes les autres éprouvettes remaniées ont été reconstituées à la densité mesurée sur des échantillons intacts)

Les éprouvettes issues des sondages SC4, SC5, SC6 et SC7 (7.4 m) sont représentatives des matériaux de la fondation du barrage. Les éprouvettes issues du sondage SC7 (0.5 et 6 m) et les mélanges sont représentatives des matériaux de composition du barrage.

2.7.5 SYNTHÈSE DES RECONNAISSANCES

Lithologie

La réinterprétation des campagnes de reconnaissance confirment les conclusions des études précédentes, phase PRO. En effet la synthèse lithologique est la suivante :

- Des matériaux de couverture d'épaisseur métrique à plu-métrique composés de :
 - **H1** : matériaux limono-graveleux à blocs de consistance correcte, normalement consolidés, présents en surface sur tous les sondages en dehors du vallon. Ce faciès présente des caractéristiques pressiométriques faibles à moyennes, des résistivités faibles de 50 à 150 Ω .m et des vitesses sismiques de l'ordre de 500 m.s-1. Ces matériaux sont classés majoritairement C1A1 et C1B5 selon la GTR.
 - **H1bis** : matériaux limono-argileux à cailloutis sous consolidés présents dans l'axe du vallon, essentiellement au niveau de la plaine d'inondation (centre des profils sismiques P5, P6 et P7) mais aussi au niveau des sondages proches du ruisseau (SC1, SC2, SC4, SC5, S1, SP2, SP5 et SP6). Ce faciès présente des caractéristiques pressiométriques médiocres, des résistivités très faibles de 30 à 50 Ω .m et des vitesses sismiques de l'ordre de 500 m.s-1. A noter localement (PM13 et PM19) la présence de matière organique à la base de cet horizon. Ces matériaux sont de classe GTR A2 ou C1A1.
- **H2** : Sous la couverture limoneuse, des graves limoneuses moyennement consolidées (appelées moraines de surface dans les études précédentes) constituées par des graves limoneuses peu sableuses d'épaisseur métrique à plurimétrique. Cette formation présente des caractéristiques pressiométriques moyennes, des résistivités faibles comprises entre 50 et 150 Ω .m et des vitesses sismiques de l'ordre de 500 m.s-1. Ces matériaux sont classés C1B5 essentiellement selon la GTR.
- **H2bis** : Plus en profondeur, les graves limoneuses consolidées (appelées précédemment moraines profondes), sont constituées par des graves argileuses ou limoneuses pouvant contenir des petits galets roulés mais aussi des lentilles de matériaux locaux charriés par le glacier (débris de roches schistes, calcaire). Cette formation présente de très bonnes caractéristiques pressiométriques, des résistivités moyennes comprises entre 100 à 180 Ω .m parfois très élevées notamment au niveau des lentilles (180 à 200 Ω .m) et des vitesses sismiques de l'ordre de 1500 à 2500 m.s-1.
- Ces matériaux sont classés C1B5 essentiellement selon la GTR.
- **H3** : au sein de l'horizon **H2bis**, les passages sur-consolidés décrits ci-avant présentent des caractéristiques très bonnes et sont assimilées à des graves sableuses en conglomérats.
- **H4** : Ponctuellement (PM13 et PM19), des passages riches en matière organique ont été identifiées sur la base de l'horizon **H1bis**, au-delà de 3 m de profondeur.

Présence d'eau

On retiendra un niveau de nappe assez proche de la surface dans l'axe du vallon (≈ 3 m sous TN – 1095.3 m NGF). Les sondages à la pelle, réalisés plus tôt que les sondages

pressiométriques avaient mis en évidence des niveaux d'eau peu profonds dans l'axe du vallon également. Sur les pentes latérales, des écoulements dans les terrains ont été notés aux alentours, dès 1097 m NGF.

Perméabilités

Les graves limoneuses (H2 et H2bis) sont moyennement à peu perméables, de perméabilité moyenne de l'ordre de 5×10^{-6} m/s soit environ 20 mm/h.

Caractéristiques mécaniques

A l'issu des essais in situ (pressiométriques) et les essais en laboratoire (cisaillement direct et triaxial) les caractéristiques effectives des matériaux de la fondation (**C' et ϕ'**) ont été définies.

Comme rappelé dans les chapitres précédents, la présente étude apporte des caractéristiques consolidées non drainées (**C_{cu} et ϕ_{cu}**) qui sont celles à retenir pour les calculs de stabilité en situation sismique et pour les vérifications de portance. Le complément d'interprétation des essais en laboratoire ne remet pas en cause les caractéristiques effectives (**C' et ϕ'**) retenues précédemment.

Le tableau ci-après synthétise les caractéristiques mécaniques et les perméabilités retenues dans la présente étude :

Tableau 9. Tableau de synthèse des caractéristiques des matériaux

Nature du matériau	Classe GTR	γ	PI*	Em	c'	ϕ'	C _{cu}	ϕ_{cu}	k
		kN/m ³	MPa	MPa	kPa	°	kPa	°	m/s
Corps du barrage	C1A1	21	-	-	5	32	20	25	1E-06
Massif drainant	-	21	-	-	0	35	0	35	1E-03
Limons argileux humide à saturé	H1bis A2-C1A1	19	0,6	4	3	29	40	12	5E-07
Limons graveleux	H1 C1A1-C1B5	20	1,0	10	3	29	20	14	5E-07
Graves limoneuses moyennement consolidés (Moraines de surface)	H2 C1A1-C1B5	20	1,6	12	2	34	20	28	5E-06
Graves limoneuses consolidées (Moraines de fond)	H2bis -	21	4,0	32	2	34	45	28	5E-06
Conglomérats	H3 -	22	>6	105	10	35	20	35	5E-06

En violet : Caractéristiques court terme calculées par réinterprétation des PVs d'essais triaxiaux (moyenne sur 2 ou 3 valeurs)

En bleu : Caractéristiques court terme estimées par avis d'expert

Les valeurs à court terme sont à considérer avec précaution. On notera sur le tableau ci-avant que les valeurs C_{cu} et ϕ_{cu} sont issues de réinterprétations ou estimations. Des investigations

spécifiques sont à réaliser afin de définir objectivement les caractéristiques à court terme, nécessaires aux calculs de stabilité sous séisme et aux vérifications du poinçonnement :

Vis-à-vis de la stabilité sous séisme : avec valeurs du Tableau 9 les analyses démontrent le besoin de palplanches pour s'assurer la stabilité sous séisme. Les états limites de stabilité sont à ré-analyser avec des valeurs à court terme issus des essais spécifiques, plus représentatives des fondations. **Des cohésions non drainés plus conséquentes sur les terrains de la fondation (et notamment sur l'horizon H1bis) pourraient dispenser du besoin des palplanches.** A contrario si les valeurs issues de réinterprétation sont confirmées, la conception sera à affiner en conséquence.

Vis-à-vis du poinçonnement : avec les valeurs du Tableau 9, la condition d'état limite de défaut de portance, analysée selon la méthode recommandée par le CFBR n'est pas vérifiée. Ce même guide de recommandations CFBR précise que si cette condition d'état limite n'est pas vérifiée, des méthodes plus détaillées selon une « approche graduée » est nécessaire.

Dans ce contexte, des investigations complémentaires spécifiques avec l'objectif de définir les caractéristiques court-terme des matériaux de la fondation du barrage sont indispensables en phases PRO.

2.8 OCCUPATION DES SOLS

L'occupation du sol, dans la cuvette et en périphérie, est dominée par les terres agricoles cultivées (céréales majoritairement). Le fond du vallon comprend une zone humide et un cordon arboré en bordure du ruisseau. Cette zone humide et tourbeuse, bien que de faible extension, présente un potentiel écologique notable. La totalité de la zone sera détruite par l'aménagement et des mesures compensatoires sont à l'étude.

Un bassin agricole existe en bordure amont de la future cuvette : il n'est pas touché par l'aménagement. La ferme « Les Hivers » est implantée en amont dans le vallon. Les risques de pollution de la future cuvette par les eaux issues de l'exploitation sont a priori faibles. Des aménagements d'interception et de traitement des eaux de ruissellement en provenance de ce secteur seront envisagés le cas échéant.

2.9 RESEAUX

En bordure Sud, la rive gauche de la future cuvette est longée par la RD 513 qui marque la ligne de crête et par un chemin de desserte agricole. Le maintien ou le rétablissement de ces voies a été pris en compte dans la conception de l'aménagement.

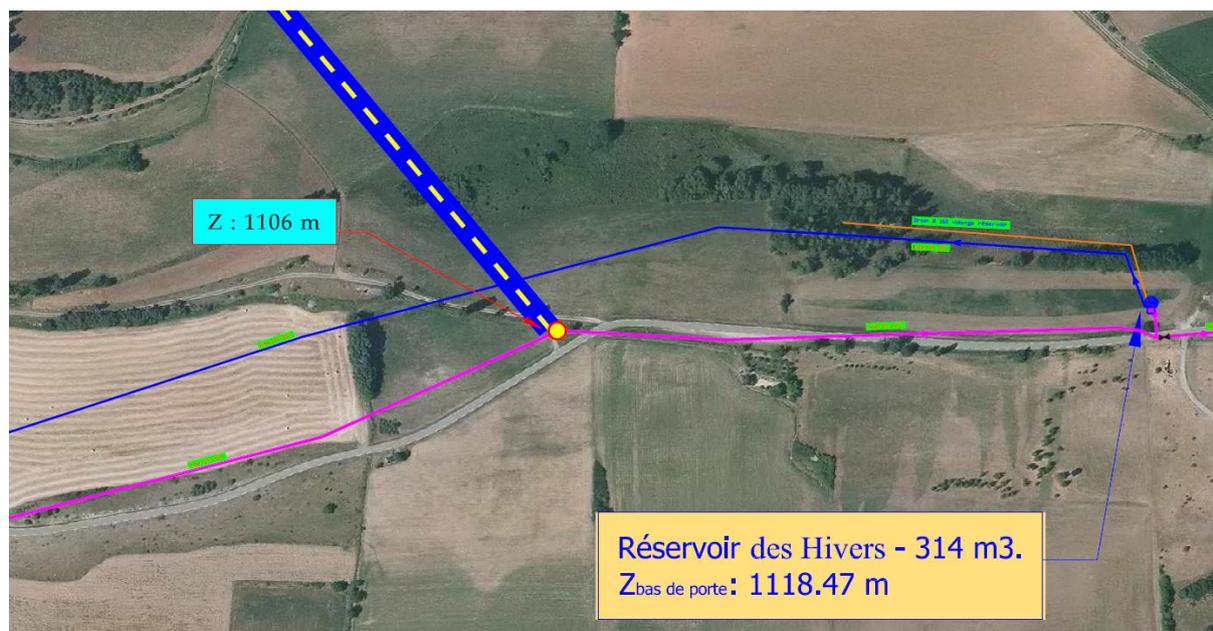


Figure 15 : Réseaux sur site

Les réseaux qui traversent la zone d'étude sont :

- **En trait bleu fin** : Cette canalisation orientée Est – Ouest part du réservoir des hivers, traverse une zone humide et dessert en eau potable la commune de La Roche des Arnauds. Il y aura donc lieu de dévier cette canalisation en la déportant en rive gauche de la cuvette, probablement plus ou moins parallèle à la route goudronnée qui s'oriente vers la commune de La Roche des Arnauds ;
- **En trait bleu épais en continu avec en intérieur trait jaune discontinu** : La configuration d'aménagement des réseaux envisagée à ce jour entrave la mise en œuvre de la retenue. Le maître d'œuvre en charge des travaux AEP, a été informé de contraintes relevées par rapport au projet de création du barrage. Dans la mesure du possible une autre implantation des réseaux qui soit conforme au projet de création du barrage sera proposée. Au cas échéant, il sera nécessaire, préalablement à l'exécution des travaux, de dévier cette conduite.
- **En rose** : D'après les informations communiquées par l'ASA du canal de GAP, cette canalisation ne nécessiterait d'être déviée.

Il n'y a pas de réseaux électrique ou téléphonique aérien dans le secteur du projet.

2.10 SOURCE D'ABREUVAGE

Cette source est située en contre bas de l'ouvrage d'eau potable, à la lisière entre le boisement et les terrains de la prairie. Cette source est principalement destinée à l'abreuvement du bétail, qui permet de satisfaire ce besoin environ 180 jours/an.

Pour la réalisation de la retenue il y aura besoin de déposer cet abreuvoir. Après les négociations avec le propriétaire de l'abreuvoir, l'ASA du canal de Gap devra restituer le débit

de source pour desservir en eau 4 à 5 ha des terrains actuellement en sec, ce qui implique l'aménagement d'une canalisation DN 150, qui dans le meilleurs de cas devra être posée dans la même tranchée de la conduite d'AEP (trait bleu) évoquée dans le chapitre précédent.

L'eau sera prélevée dans la chambre de vannes à l'aide d'un dispositif de pompage et acheminée vers le nouvel abreuvoir située entre l'exploitation agricole et la queue de la retenue.

3 DIMENSIONNEMENT ET DESCRIPTION DES AMÉNAGEMENTS

La solution d'aménagement repose sur la réalisation d'un barrage en remblai dont le corps homogène et étanche dans la masse, est réalisé avec les matériaux extraits dans l'emprise de la future réserve.

Ce principe présente les avantages suivants :

- Valoriser les matériaux, dont les caractéristiques mécaniques sont favorables à la réutilisation ;
- Assurer la capacité de l'ouvrage tout en limitant l'emprise du sol ;
- Limiter les transports de matériaux sur les voies départementales et chemins communaux et donc de optimiser le montant des investissements.

3.1 SYNTHÈSE DE L'ÉTUDE HYDROLOGIQUE ET HYDRAULIQUE (SCP 2022)

L'hydrologie dans la région du futur barrage de Châtelar n'a pas été révisée entre les documents de projet datant de 2016 et 2019, alors que les hypothèses de stabilité et les combinaisons de phénomènes à prendre en compte avaient évoluée, impactant la vérification du calcul de laminage des crues.

Une étude hydrologique et hydraulique détaillée a été réalisée afin de vérifier les hypothèses conformément à l'arrêté technique du 6 août 2018 relative à la sécurité des barrages. Ainsi, les calculs de laminage et de revanche ont été révisés et mis à jour par rapport à l'AVP SOMIVAL de 2019..

Le rapport d'étude est joint en annexe.

3.1.1 HYDROLOGIE

3.1.1.1 ALIMENTATION – DEBIT DE REMPLISSAGE

Dans l'étude de 2019 réalisée par SOMIVAL, une description du bassin versant a été donnée. Ces informations ont été vérifiées et retenues pour la mise à jour de l'étude hydrologique et hydraulique. Le tableau suivant est un récapitulatif de l'étude 2019.

Tableau 10 : Récapitulatif des informations du bassin versant de la retenue de Châtelar

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

3.1.1.2 ETUDE HYDROLOGIQUE SOMIVAL

L'étude de 2019 réalisée par SOMIVAL présente des incertitudes quant aux méthodes employées pour le calcul des pluies de projet.

Par ailleurs, nous constatons que l'hypothèse prise en compte dans les calculs du modèle pluie-débit de SOMIVAL, inclut le débit généré sur le plan d'eau dans le débit d'entrée de laminage. Nous considérons que cette hypothèse est erronée et peu réaliste, car la pluie tombée sur le plan d'eau doit être considérée dans le calcul de laminage en tant que volume.

3.1.1.3 CONSTRUCTION DES PLUIES DE PROJET

3.1.1.3.1 Méthode de double triangle

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

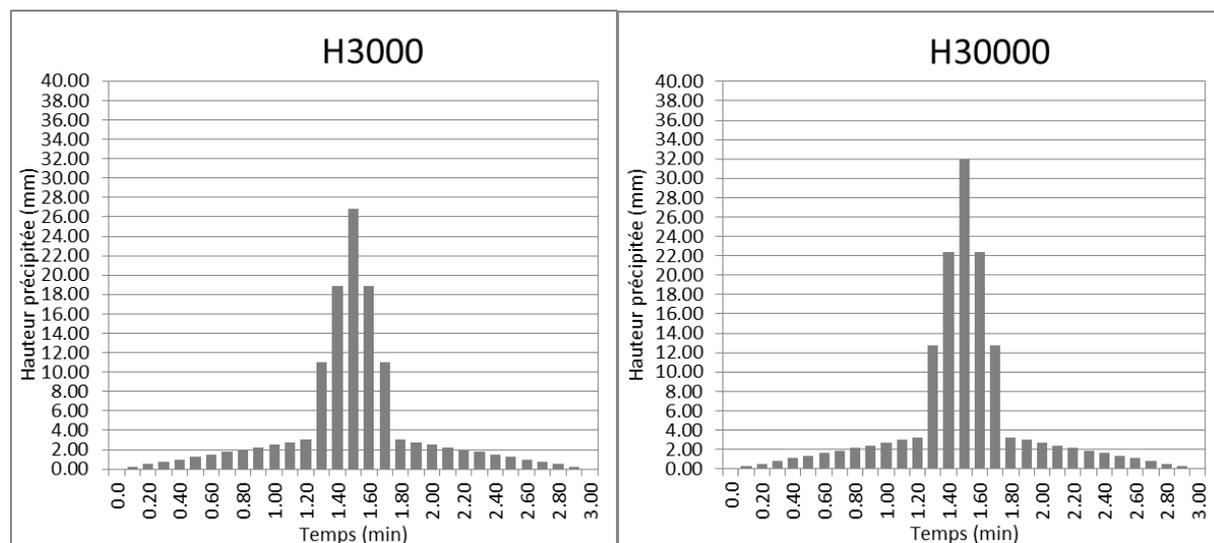


Figure 16 : Pluies de projet P3000 et P30 000 utilisées dans l'étude de 2019

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

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

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

3.1.1.3.2 Méthode de Keifer

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

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

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

Tableau 11 : Intensité de pluie extrapolée à partir des quantiles de pluie de l'étude 2019

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

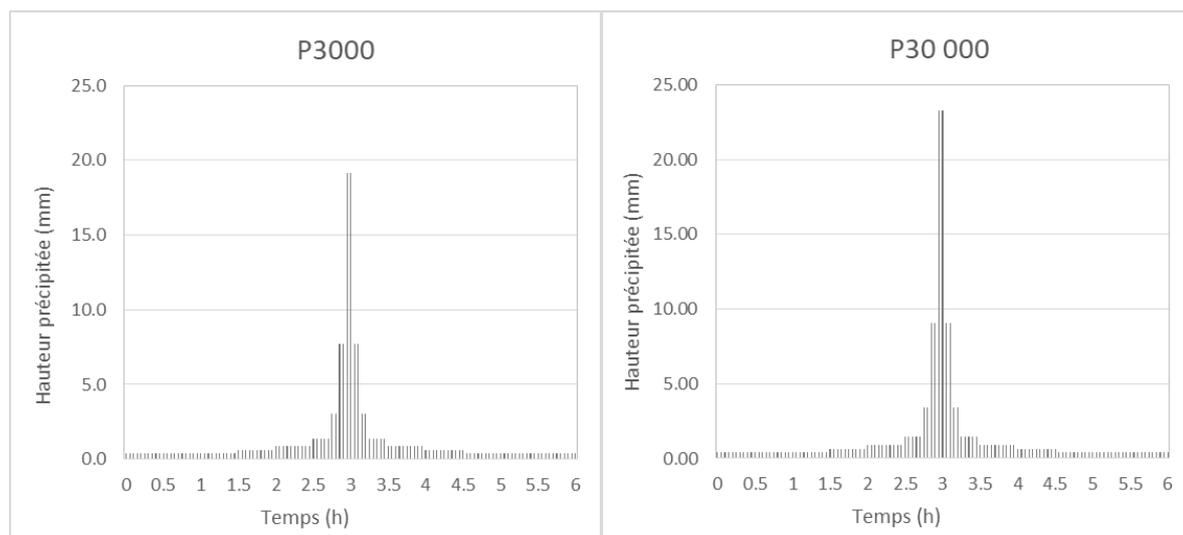


Figure 17 : Pluie de projet P3000 et P30 000 construite avec la méthode Keifer

3.1.1.3.3 Modèle SCS

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

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

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

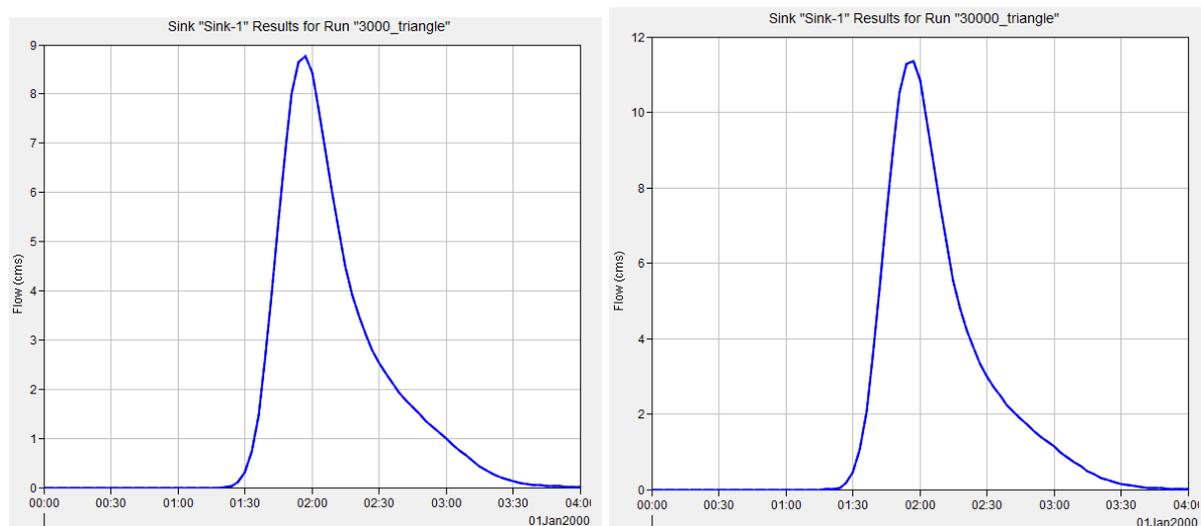


Figure 18 : Hydrogramme Q3000 et Q30 000 simulés avec les pluies de double triangle

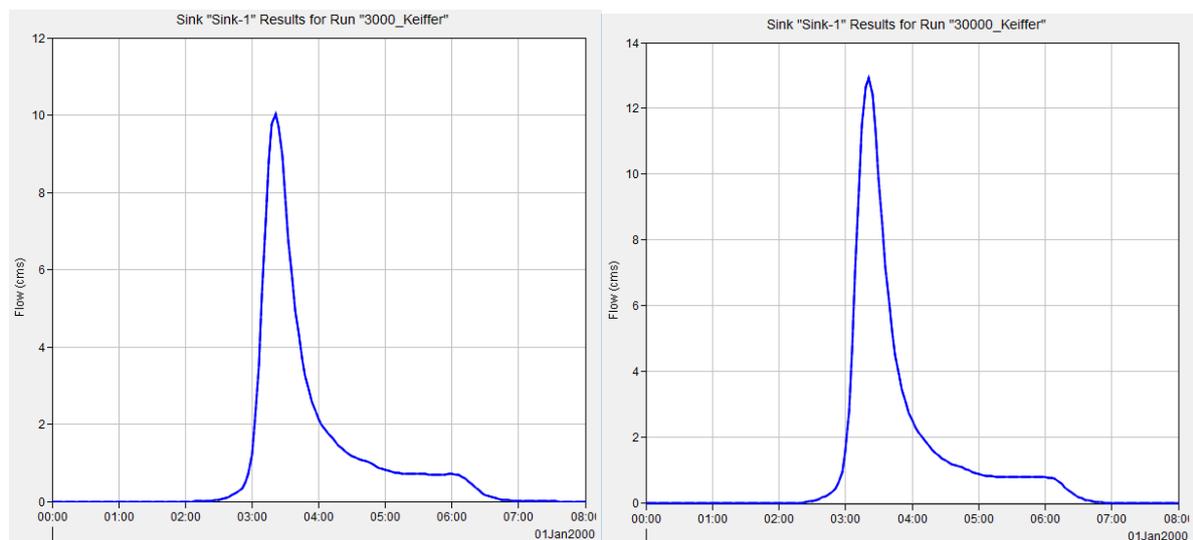


Figure 19 : Hydrogrammes Q3000 et Q30 000 simulés avec les pluies de Keifer

Le tableau suivant est un récapitulatif des résultats. La durée totale pour calculer les volumes de crue avec la pluie de Keifer est de 8 h. Pour les deux occurrences de crue, les volumes du ruissellement et le débit de pointes généré par la pluie Keifer sont tous plus important par

rapport à celui généré par la pluie Double Triangle. Dans la présente étude, la vérification de laminage a été réalisée avec la pluie de Keifer.

Tableau 12 : Débits de pointe et volume de crue simulés avec le modèle SCS (sans compter la pluie sur le plan d'eau)

	Q30 000 Keifer	Q30 000 Double triangle	Q3000 Keifer	Q3000 Double triangle
Volume (1000 m³)	35,5	27,7	28,9	22,0
Q_{pointe} (m³/s)	12,9	11,4	10,0	8,8

3.1.2 HYDRAULIQUE

3.1.2.1 ANALYSE DU LAMINAGE

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

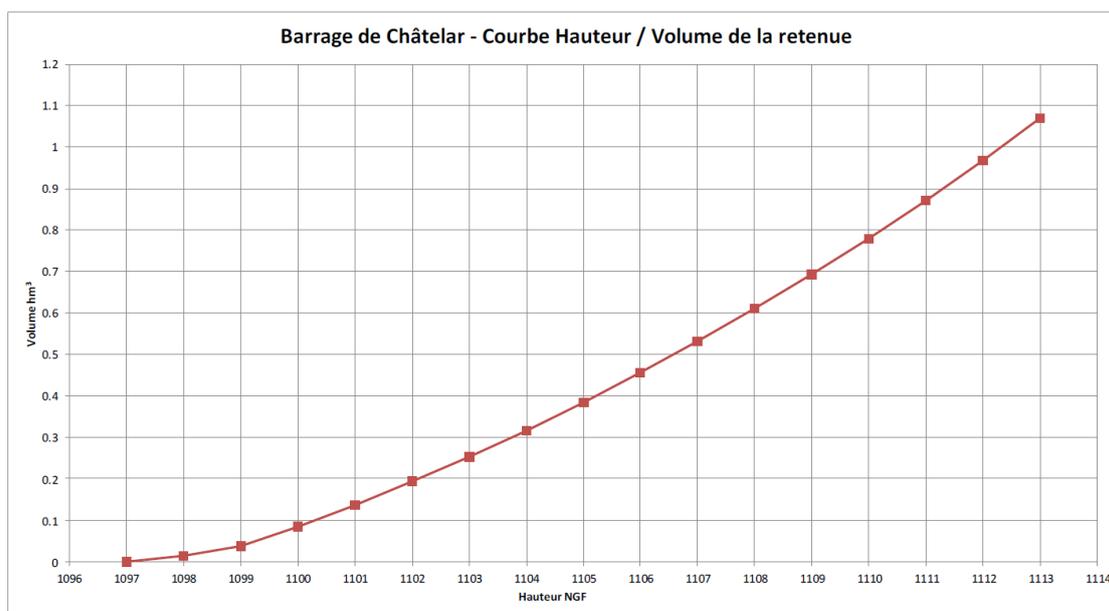


Figure 20 : Courbe hauteur-volume utilisée dans l'étude de 2019

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

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

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

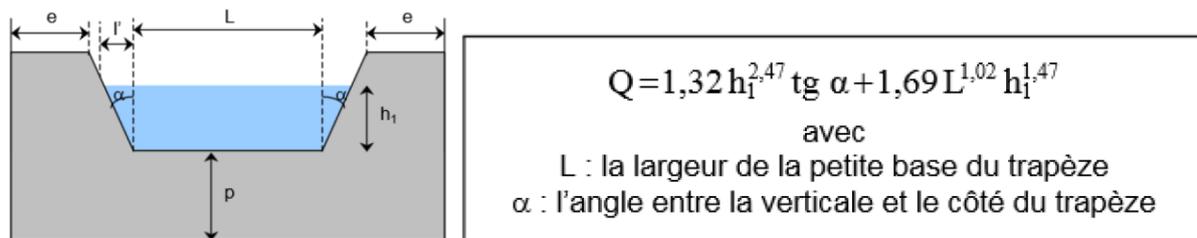


Figure 21 : Formule de débitance du déversoir

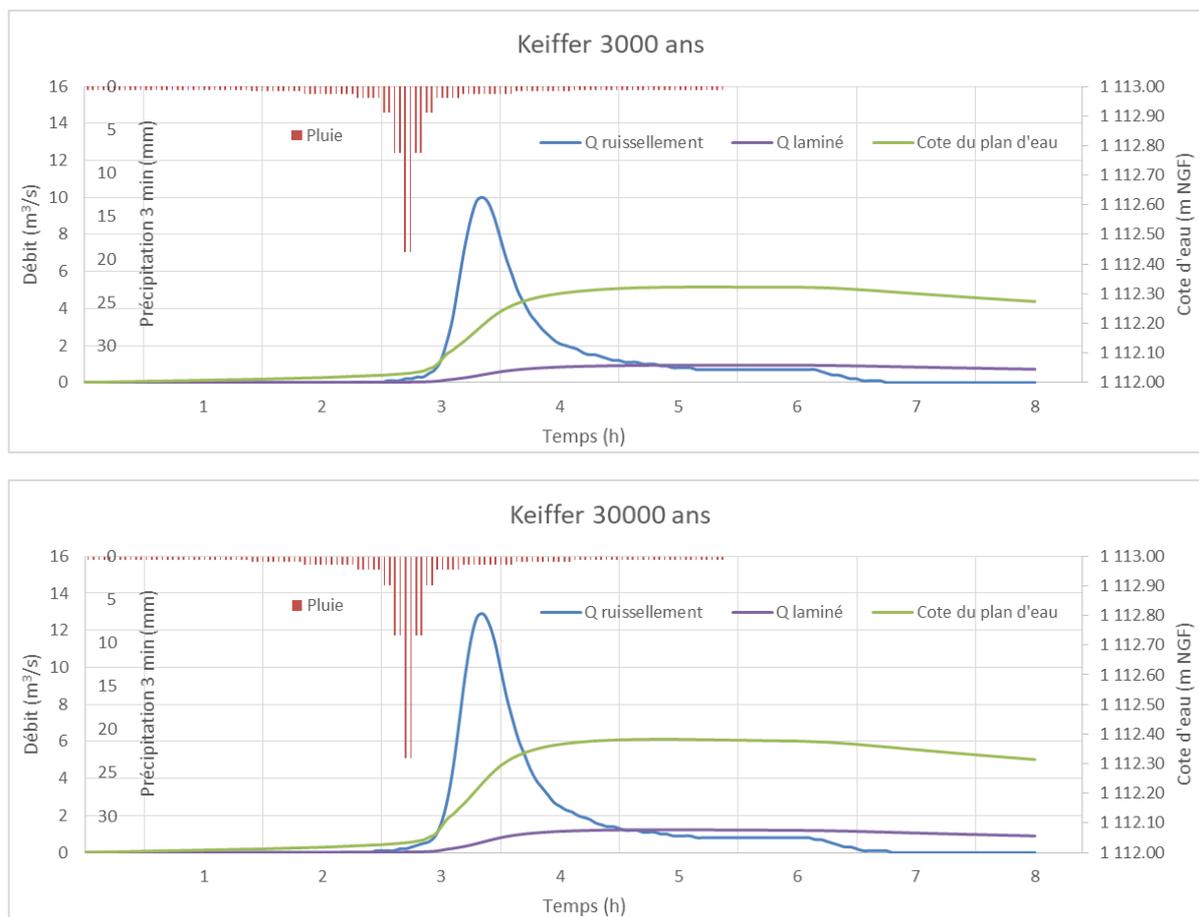


Figure 22 : Calcul de laminage pour Q3000 et Q30 000

Compte de la superficie importante de la retenue (env 10ha) au regard de la surface du bassin versant (env 50ha), le laminage permet d'écrêter respectivement 94% et 95% de débit de ruissellement pour Q3000 et Q30 000. La cote des plus hautes eaux (PHE) est de 1112,32 m NGF pour la crue exceptionnelle (Q3000). La crue extrême (Q30 000) entraîne une cote d'eau à 1112,38 m NGF, ce qui laisse une revanche de 0,62 m.

Tableau 13 : Résultat du calcul de laminage pour Q 3000 et Q 30 000

	Keiffer 3 000	Keiffer 30 000
Q _{max} entrée (m ³ /s)	10,0	12,9
Q _{max} laminé (m ³ /s)	0,94	1,23
Z _{max} (m NGF)	1112,32	1112,38

3.1.2.2 ANALYSE DE LA REVANCHE LIEE AUX VAGUES

L'action de vagues dépend essentiellement de la dimension de la retenue et de sa localisation géographique, et notamment de la vitesse des vents locale.

Pour les retenues similaires à celle de Châtelar, le calcul de la hauteur des vagues peut être effectué en fonction des trois paramètres suivants :

- La longueur du plan d'eau ou fetch ;
- La profondeur de l'eau à proximité du talus concerné ;
- La vitesse du vent (valeur sur une durée moyenne d'une heure).

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

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

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

Tableau 14 : Synthèse de calcul des hauteurs de vague

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

3.1.2.3 CAPACITE DE L'EVACUATEUR DE CRUES

La capacité de l'évacuateur doit permettre de transiter le débit laminé de Q 3000 avec une condition amont de 1112,32 m NGF, et de passer le débit laminé de Q 30 000 sans que la cote d'eau dépasse la cote de la crête.

L'actualisation de l'étude hydrologique et hydraulique a permis de vérifier et de fixer les critères de projet suivants :

- La capacité de l'évacuateur doit permettre de transiter le débit laminé de Q 3000 avec une condition amont de 1112,32 m NGF, et de passer le débit laminé de Q 30 000 sans que la cote d'eau dépasse la cote de la crête ;
- Le coursier et le bassin de dissipation doivent avoir une capacité au moins de 1,23 m³/s.

Un modèle numérique a été construit avec le logiciel Hec-Ras, qui permet de modéliser l'écoulement en régime fluvial et torrentiel. Les résultats de modélisations montrent que la

capacité de l'évacuateur de crues est suffisante pour évacuer le débit laminé d'une crue extrême (Q 30 000).

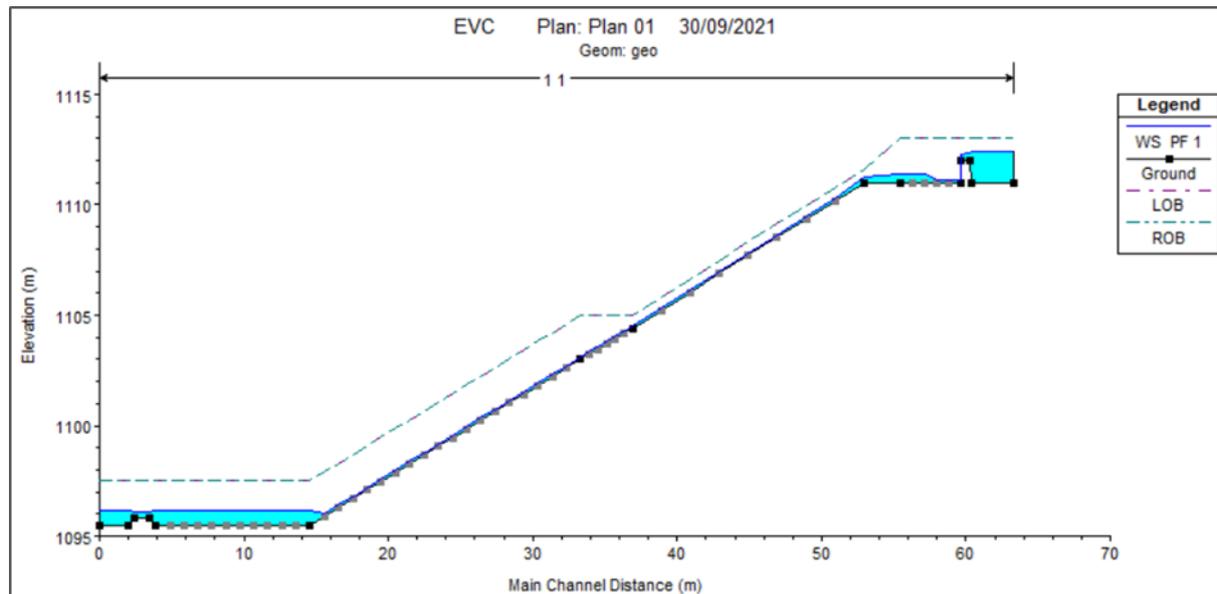


Figure 23 : Profil en long de la ligne d'eau simulée avec $Q=1,23 \text{ m}^3/\text{s}$

3.1.2.4 CAPACITE DE VIDANGE

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

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

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

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

3.1.3 COTES DE RÉFÉRENCE DANS LA RETENUE

Après prise en compte des différents points abordés dans les chapitres précédents, les niveaux retenus sont les suivants :

- Le niveau de la retenue normale (RN) est fixé à 1 112,00 m NGF ;
- Le niveau de plus hautes eaux (PHE, cote de sûreté) est à 1 112,32 m NGF ;
- La crête du barrage (cote de danger) est à 1 113.00 m NGF.

Le niveau d'eau en cas de crue exceptionnelle (Q3000) se situe à 38 cm au-dessus du niveau de la retenue normale.

La revanche de 1 m au-dessus du niveau de RN permet de disposer d'une revanche suffisante par rapport aux vagues.

L'évacuateur de crue permet de faire transiter la crue extrême (Q30 000) sans déversement sur la crête du remblai.

3.2 SYNTHÈSE DE L'ÉTUDE GÉOTECHNIQUE G2 AVP (SCP 2022)

Les études précédentes ont mis en exergue des facteurs de sécurité insuffisants pour assurer la stabilité au glissement en situation sismique. La mise en œuvre de palplanches fut alors retenue comme solution afin d'améliorer la stabilité sous séisme.

Les palplanches et d'autres éléments de conception du projet, furent l'objet des remarques de la DREAL.

Dans ce contexte, sur la base des campagnes de sondages existantes et en repartant des données brutes une nouvelle étude G2 AVP a été établie par la SCP pour viser la conformité du projet vis-à-vis des remarques de la DREAL. Ainsi, la solution de palplanches pour assurer la stabilité du barrage en situation sismique a été précisée.

Le rapport de G2 AVP est présenté en annexe.

3.2.1 COMPOSITION ET GÉOMÉTRIE

Les caractéristiques géométriques du barrage et les matériaux qui le composent sont présentés ci-après :

Tableau 15 : Synthèse de la composition et géométrie du barrage

	Matériaux	Géométrie
Corps du Barrage + clé d'ancrage	Majoritairement : Limons graveleux H1 voire les graves limoneuses H2 (C1A1, C1B5, ...) provenant du remodelage de la cuvette qui constituera la réserve.	Largeur et hauteur variables en fonction du TN (cote de la crête du barrage : 1113 m NGF) Pentes des talus amont et aval du barrage (remblai) : 5H/2V avec risberme intermédiaire à 1105 m NGF de 3.5 m de largeur Clé d'ancrage : pentes d'excavation 1H/1V
Masque de protection – Rip rap)	Enrochements (Blocs 200-500 mm) provenant d'une carrière agréée par le MOE	De 60 cm d'épaisseur sur tout le parement amont du barrage.
Drain vertical	Sable propre 0-5 mm avec VBS < 0,1 (matériau d'apport agréé par le MOE)	Drain vertical de 80 cm d'épaisseur dès la base du barrage jusqu'à 1111 m NGF
Tapis drainant (horizontal)	Gravier propre 5-20 mm (matériau d'apport agréé par le MOE)	Tapis drainant de 0.60 m d'épaisseur sur la base du barrage coté aval
Couverture du talus aval	Terre végétale provenant des matériaux du site (décapage)	0,60 m d'épaisseur sur le talus aval

	Matériaux	Géométrie
Piste sur les risbermes intermédiaires	GNT 0-31.5 mm confectionnée avec des matériaux provenant du recalibrage des matériaux de la zone d'emprunt ou issus d'une carrière agréée par le MOE	30 cm d'épaisseur minimale sur 3.5 m de large sur les risbermes intermédiaires (1105 m NGF)
Piste sur la crête		30 cm d'épaisseur minimale sur 5 m de large sur la crête (1113 m NGF)
Interfaces entre matériaux	Grillage anti fouisseurs	En sous face de la terre végétale
	Géotextiles	Géotextile de filtration autour des drains (vertical et tapis drainant), géotextile filtrant antipoinçonnant sous les enrochements

3.2.2 TERRASSEMENTS

3.2.2.1 TERRASSEMENTS SUR LE SITE DU CHATELAR

Sur la cuvette du Châtelar, les sols concernés par les opérations de terrassement seront essentiellement de formations meubles.

- Terre végétale limoneuse de l'horizon **H0**,
- Matériaux limono-graveleux à blocs **H1** ou limono-argileux à cailloutis **H1bis** de classe GTR A2, C1A1 ou C1B5.

Les graves limoneuses de l'horizon **H2** (classe GTR C1A1 ou C1B5) seront localement interceptées lors de l'excavation de la clé d'ancrage.

Les matériaux de classe A1 et A2 sont des sols fins très sensibles ou moyennement sensibles à l'eau respectivement. Ces matériaux ont été identifiés essentiellement sur la zone d'emprunt, en surface au niveau de la pleine d'inondation en fond du vallon (horizon **H1bis**). **Leur état hydrique peut être souvent très humide faisant que leur réemploi soit mis en cause. On rappellera la présence de matière organique ponctuellement ce qui nécessite une attention supplémentaire au tri des matériaux excavés.**

Les matériaux de classe C1Ai ou C1Bi sont des sols comportant des fines et des gros éléments dont le comportement peut être assez bien apprécié par celui de leur fraction 0/50 mm (avec Ai ou Bi représentant la classe de la fraction 0/50 mm du matériau).

Globalement ces matériaux pourront être excavés de manière traditionnelle, au moyen de pelles mécaniques, de bull, de scrapper, ..., de puissance adaptée. Les pentes maximales d'excavation, pour des hauteurs limitées à 5 m sont de :

- **3H/2V** pour les talus définitifs et **1H/1V** pour les talus provisoires pour des hauteurs inférieures à 5 m
- **1H/1V** pour les talus définitifs / **3H/2V** pour les talus provisoires pour des hauteurs supérieures ou égales à 5 m

Ces matériaux ont une matrice sensible aux variations hydriques. En cas de pluie la partie supérieure des terrassements (PST) va voir son indice de portance immédiat (IPI) chuter et sa traficabilité baisser. Il est donc préférable de réaliser les terrassements et les palplanches en période sèche.

Le classement suivant le GTR du sol constituant la plate-forme et la connaissance de son état hydrique au moment des travaux permettent de définir 7 cas de PST : PST0 à PST6.

Eu égard à la configuration du site, il est fort probable que l'état hydrique des matériaux varient de l'état hydrique moyen « m » en période estivale à l'état hydrique humide « h » voire très humide « th » en période humide ou en cas de pluie. Les classes de PST attendues seront PF2 en période sèche et PF1 (voire PF0) en période humide.

Si nécessaire, les pistes d'accès provisoire au chantier et les zones de travail devront être soit « clouées » avec un matériau graveleux type 40-100 mm insensible à l'eau (Classe GTR D3), correctement compacté sur un géotextile anti-contaminant, soit traitées à la chaux ou avec un liant hydraulique.

Les talus des déblais, notamment ceux de la clé d'ancrage, ne devront pas excéder une pente de 1H/1V. Sous la nappe, la tenue des parois sera plus précaire et nécessitera d'adoucir les pentes à 3H/1V.

Les matériaux extraits pourront, sous condition, être réutilisés pour la constitution du remblai de la clé d'ancrage et du barrage proprement dit. A cet effet, ces sols devront être :

- Excavés uniquement en période de météo favorable (pas d'extraction en cas de forte pluie) et de faible profondeur,
- Dans un état hydrique compatible avec leur réemploi (humide « H », moyen « M » ou sec « S »),
- Evacués s'ils sont dans un état très humide « TH » ou très sec « TS »,
- Homogénéisés afin de couper les éventuels chenaux sableux susceptibles de générer des zones de circulation préférentiels à travers les remblais,
- Aérés s'ils sont à l'état « H » ou arrosés s'ils sont à l'état « S » afin de les ramener dans un état hydrique « M »,
- Stockés en tas ou en cordons dont la surface sera « fermée » au godet ou au rouleau afin de les protéger des pluies ou de l'évaporation et de conserver le coeur du stockage dans un état hydrique proche de Wopn.
- La terre végétale, débarrassée des plus grosses racines, sera stockée en vue de son réemploi en nappage du talus aval de la digue principale.

3.2.2.2 TERRASSEMENTS SUR LES ZONES D'EMPRUNT HORS SITE

Sur les zones d'emprunt, l'excavation se fera par couches et par zones d'emprise réduite. Le mode d'extraction devra permettre un tri méticuleux des matériaux en vue de leur remploi ou de leur évacuation.

Seront évacués :

- Les éventuels remblais anthropiques ;
- Les matériaux pollués ou potentiellement pollués ;
- Les matériaux trop sensibles à l'eau (A3 et A4), impropres au emploi ;
- Les matériaux destinés à d'autres usages ;
- Les matériaux avec une teneur en matière organique supérieure à 3%

Pourront être réemployés :

- Les matériaux à matrice fine de classe GTR C1A1, C1A2 ou C1B5 adaptés à la confection du corps du barrage. En cas de volume insuffisant sur le site de Châtelar, des apports complémentaires seront nécessaires.
- Les matériaux graveleux ou gravelo-sableux qui, moyennant un criblage, concassage et lavage, pourront être réemployés pour la confection du filtre/drain ou des pistes.

Feront l'objet d'apports extérieurs (carrière agréée par le maître d'œuvre) :

- Les volumes manquant pour la constitution du corps du barrage.
- Le sable et le gravier des drains ainsi que la GNT des pistes si leur confection à partir des matériaux du site est techniquement délicate ou trop onéreuse.
- Les blocs adaptés à la confection du masque en enrochements sur le parement amont.

A cet effet, l'entreprise devra disposer d'au moins une zone de stockage temporaire (zone tampon) suffisamment vaste pour répondre à ces objectifs de tri et de revalorisation des matériaux.

3.2.3 REEMPLOI DES MATÉRIAUX

Au vu des matériaux identifiés lors des investigations sur site, les matériaux excavés dans la zone d'emprunt seront de classe GTR C1A1 et C1B5 ou, en surface, des matériaux plus fins, de type A1 et A2.

Même si le projet ne prévoit pas de zonage du barrage, on privilégiera le réemploi de matériaux fins (A1 et A2) dans la clé d'ancrage et dans la recharge à l'amont du drain vertical.

Le corps du barrage sera constitué de graves à matrice limoneuse ou de grave sablo-limoneuse (C1A1, C1A2 ou C1B5) ou ayant les exigences énoncées dans le présent rapport.

Les pistes d'entretien seront édifiées en grave non traitée (GNT) d'apport type 0/31,5, 0/40 ou 0/80 mm, insensibles à l'eau.

Les matériaux constitutifs de la digue et des ouvrages adjacents (pistes), sous réserve de validation préalable des caractéristiques par le maître d'œuvre et le maître d'ouvrage, seront ceux définis dans le Tableau 16.

Dans le cas où la quantité et/ou qualité des matériaux disponibles soient insuffisantes, l'entreprise pourra avoir recours à des matériaux d'apport extérieur soumis à la validation du maître d'œuvre.

Les modalités de mise en œuvre des matériaux de réemploi sont définies en fonction de leur classe GTR (Guide des Terrassements Routiers du LCPC SETRA de juillet 2000) et la norme NF P 11-300 qui en découle. Ils permettent de définir la classe et l'état hydrique du matériau à partir de plusieurs types d'essais (essais d'identification ou de nature, essais d'état, essais de comportement mécanique). Le guide détaille les modalités de mise en œuvre de chaque classe de matériau.

Afin d'optimiser le réemploi (zone d'emprunt, décapage, purge, ...) il conviendra :

- De les terrasser méthodiquement et d'assurer un suivi rigoureux des mouvements de terre ;
- De trier les déblais par faciès et prenant soin de ne pas les mélanger ;
- De cribler les matériaux grossiers afin d'obtenir deux fractions distinctes (granulats de différentes granulométries d'un côté et sols fins de l'autre côté) ;
- D'éventuellement concasser les blocs et cailloux pour obtenir le fuseau granulométrique désiré ;
- De les disposer en tas sur des aires de stockage.

La mise en œuvre se fera conformément aux prescriptions du Guide GTR, en tenant toutefois compte du risque de « matelassage » lié aux remontés capillaires sous l'effet du compactage.

Tableau 16 : Typologie des matériaux du barrage origine(s) envisagée(s)

Partie d'ouvrage	Nature, fonction, caractéristiques des matériaux	Commentaires	Origine(s) des matériaux
Clé d'ancrage	Sols limoneux A1/A2 ou Sols gravo-limoneux C1A1, C1A2 ou C1B5.	La stabilité et la résistance à l'érosion interne doivent être justifiées. Des adaptations doivent être proposées le cas échéant.	Vallon de la réserve de Châtelar (terrains issus du remodelage de la réserve)
Corps de digue	Sols gravo-limoneux C1A1, C1A2 ou C1B5. Les fonctions principales du corps du barrage sont la rétention d'eau et d'assurer la stabilité globale de l'ouvrage	La stabilité et la résistance à l'érosion interne doivent être justifiées. Des adaptations doivent être proposées le cas échéant.	Vallon de la réserve de Châtelar (terrains issus du remodelage de la réserve)
Drain vertical	Sable propre 0-5 mm avec VBS < 0,1. La fonction principale du drain vertical est d'intercepter les écoulements d'eau et limiter les pressions	Le matériau sera enveloppé par un géotextile qui assurera le double rôle de filtration et d'anticontamination	Apport de carrière(s) agréée(s) ou concassage/criblage de graves issues de zones d'emprunt identifiées

Partie d'ouvrage	Nature, fonction, caractéristiques des matériaux	Commentaires	Origine(s) des matériaux
	interstitielles dans le corps du barrage		
Tapis drainant	Gravier propre 5-20 mm. La fonction principale du tapis drainant est d'intercepter les écoulements d'eau et limiter les pressions interstitielles dans le corps du barrage	Le matelas drainant sera enveloppé dans un géotextile qui assurera le double rôle de filtration et d'anticondensation	Apport de carrière(s) agréée(s) ou concassage/criblage de graves issues de zones d'emprunt identifiées
Couches de cloutage, de base et de roulement des pistes	GNT 0/31,5, 0/40 ou 0/80 mm insensible à l'eau La GNT a pour principale fonction d'assurer la traficabilité pour les charges de circulation prévues en phase chantier et en phase d'exploitation	La structure de la piste sera fonction du type de portance souhaitée. L'adjonction de géotextile pourra s'avérer nécessaire. Les pistes provisoires pourront être cloutées et traitées à la chaux.	Apport de carrière(s) agréée(s) ou concassage/criblage de graves issues de zones d'emprunt identifiées
Enrochements	Blocs 200-500 mm non-gélifs, de classe R2 ou R6 (éventuellement R4) avec LA < 25 et MDE < 25	Les gammes de masses seront adaptées en fonction de leur destination	Apport de carrière(s) agréée(s)
Nappage de terre végétale sur les talus	Terre végétale La principale fonction est de contribuer à l'insertion paysagère	Le matériau proposé devra tenir sur la pente de projet sans ravinement important et être apte au développement de la végétation	Décapage préalable après tri des racines

Une attention particulière sera portée à la mise en œuvre des matériaux type A1 ou C1A1. **Ils devront être considérés comme sensibles à l'eau.**

Les sols A₁/A₂ (ou C1A1/C1A2) changent brutalement de consistance pour de faibles variations de teneur en eau, en particulier lorsque leur teneur en eau "naturelle" (w_n) est proche de la teneur en eau à l'optimum Proctor normal (w_{OPN}). Le temps de réaction aux variations de l'environnement hydrique et climatique est relativement court, mais la perméabilité pouvant varier dans de larges limites selon la granulométrie, la plasticité et la compacité, le temps de réaction peut tout de même varier assez largement. Dans le cas de ces sols fins peu plastiques,

il est souvent préférable de les identifier par la valeur de bleu de méthylène VBS, compte tenu de l'imprécision attachée à la mesure de l'Ip.

Ces sols s'emploient facilement mais sont très sensibles aux conditions météorologiques qui peuvent très rapidement interrompre le chantier à cause d'un excès de teneur en eau ou au contraire conduire à un matériau sec difficile à compacter.

Les précautions de réemploi relatives à ces matériaux sensibles, détaillées dans le GTR, devront être scrupuleusement respectées. On soulignera notamment les points suivants :

- Les paramètres des matériaux⁽¹⁾ utilisés pour la conception de la digue devront être parfaitement connus.
- Les matériaux sensibles à l'eau se trouvant dans un état hydrique très humide (th) ou très sec (ts) ne devront pas être réutilisés.
- Pour un état hydrique humide (h) ou sec (s), les sols A1 sont difficiles à mettre en œuvre et à compacter. Il peut être envisagé d'avoir recours au séchage par aération, à l'humidification ou au traitement suivant le cas.
- L'état hydrique moyen (m) est celui où la mise en œuvre est la plus facile.
- La mise en remblais en cas de pluie forte est proscrite. Elle peut être tolérée en cas de pluie faible si le matériau est en l'état m ou s.
- L'épaisseur de chaque couche, l'énergie de compactage, la vitesse de passage, ... seront fonction du type de compacteur utilisé par l'entreprise.
- Les essais préalables (identification, Proctor, IPI, ...), en cours de chantier (teneur en eau, ...) et de contrôles (densité, plaque, ...), dont la quantité sera détaillée dans le CCTP, devront être représentatifs et correctement répartis sur les ouvrages.

(1) : Les paramètres des matériaux sont classés en 3 catégories :

- Paramètres de nature (granularité, passant à 80 µm, argilosité, VBS, équivalent de sable)
- Paramètres de comportement mécanique en cas d'utilisation en couche de forme (Los Angeles, micro-Deval, friabilité des sables)
- Paramètres d'état : Il s'agit de paramètres intrinsèques fonction de l'environnement dans lequel se trouve le sol (densité, teneur en eau, état hydrique - th : très humide ; h : humide ; m : moyen ; s : sec ; ts : très sec).

Les sols C₁B₅ : La proportion de fines et la faible plasticité de ces dernières, rapprochent beaucoup le comportement de ces sols de celui des sols A1. Pour la même raison qu'indiquée à propos des sols A1, il y a lieu de préférer le critère VBS au critère Ip, pour l'identification des sols B5. A l'instar de matériaux A1, ces sols sont très sensibles à la situation météorologique, qui peut très rapidement interrompre le chantier à cause de l'excès de teneur en eau ou au contraire, conduire à un matériau sec, difficile à compacter.

3.2.4 DISPOSITIF DE RENFORCEMENT PAR PALPLANCHES

Afin de faciliter les écoulements d'eau et éviter l'augmentation de la piézométrie dans la recharge aval, objet d'une des remarques de la DREAL, la présente étude propose la mise en œuvre d'un rideau de palplanches en transparence hydraulique et avec une connexion directe avec le tapis drainant (couvrant toute la surface sous le remblai de la recharge aval).

Cette transparence hydraulique sera obtenue à partir d'un battage de partiel d'une palplanche sur 3, laissant une fenêtre ouverte aux écoulements des eaux dans la fondation sur environ 1/3 de surface du rideau, comme indiqué dans le schéma ci-après.

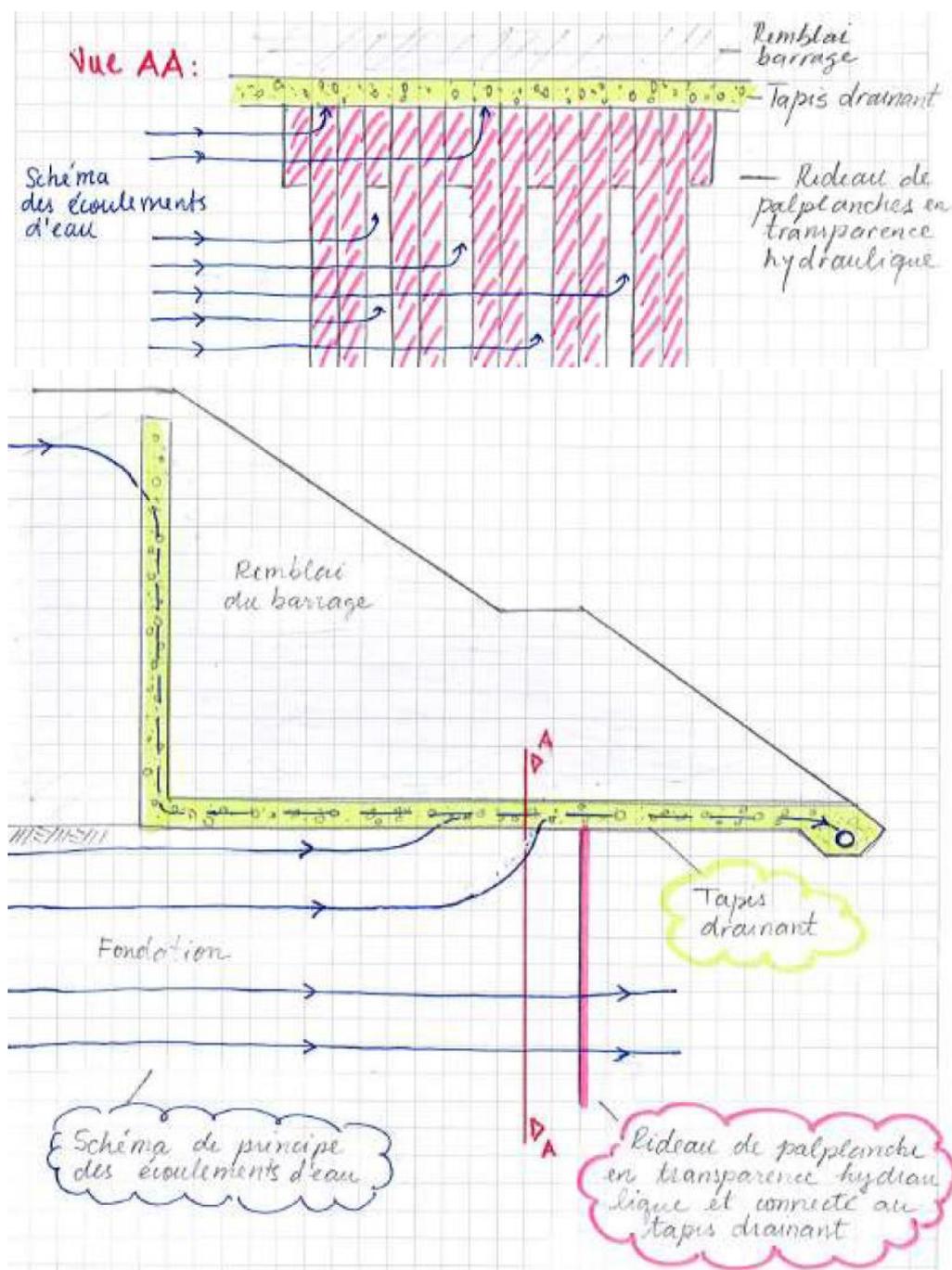


Figure 24 : Schéma de principe du rideau de palplanches en transparence hydraulique

On considèrera la mise en œuvre d'un rideau de palplanches type PU18 avec une durée d'utilisation de 100 ans. Selon l'Eurocode 3-5, ceci correspond à une perte d'épaisseur due à la corrosion de 1.2 mm sur chaque dace en contact avec le sol. La perte d'épaisseur totale est de 2.4 mm.

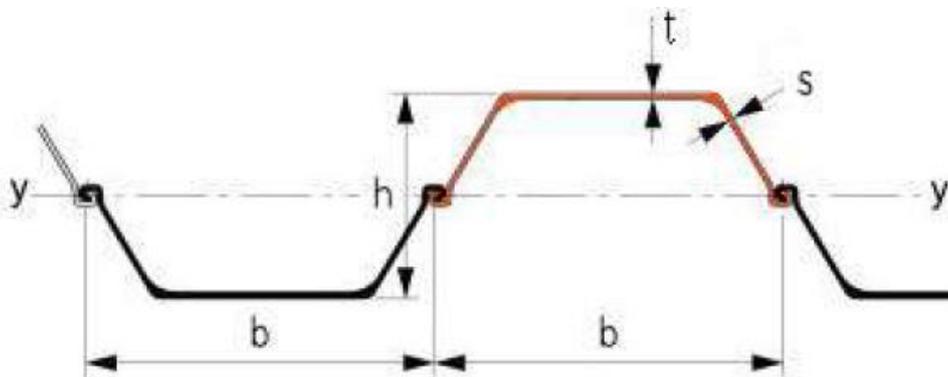


Figure 25 : Caractéristiques dimensionnelles des palplanches

Tableau 17 : Caractéristiques de palplanches PU 18

Profil de palplanche	PU18 neuve	PU18 corrodé ⁽¹⁾
Dimensions		
b (mm)	600	---
h (mm)	430	427.6
t (mm)	11.2	8.8
s (mm)	9.0	6.6
Caractéristiques de palplanches		
A (cm ² /ml)	163.3	129.5
G _w (kg/m ²)	128.2	---
I _y (cm ⁴ /ml)	38 650	30 360
Module de Young (MPa)	210 000	
EI (kNm ²)	81 165	63 000
W _{el,y} (cm ³ /ml)	1 800	1 415
W _{pl}	2 134	1 665
M _{max} (kNm)	512	400

- Caractéristiques pour une nuance d'acier type 240 GPa (limite d'élasticité minimale ReH = 240 MPa).
- A : Section d'acier
- G_w : Masse en rideau
- I_y : Moment d'inertie par rapport à l'axe neutre y-y
- W_{el,y} : Module de flexion élastique
- W_{pl} : Module de flexion plastique
- S_y : Moment statique
- M_{max} : Moment fléchissant résistant maximum

3.2.5 LIMITATION DES TASSEMENTS

Compte tenu des caractéristiques de la fondation, les tassements maximums seront de l'ordre de 20 cm dans l'axe du vallon, là où la hauteur du barrage et l'épaisseur des couches compressibles (**H1bis**) ont les plus importantes.

Ces ordres de grandeur des tassements estimés doivent être pris en compte dans la conception de l'ouvrage (remblai excédentaire) mais aussi de la galerie, car celle-ci est prévue en béton (structure rigide dont les déformations admissibles sont très faibles)

Il conviendra, en phase PROJET, de vérifier la cohésion non drainée (Cu) de la couche d'assise au moyen des essais en continu de type CPT. En cas de cohésion insuffisante, on pourra opter par :

- Soit pour le décapage de toute la couche **H1bis** sous toute l'emprise du barrage, son traitement (à la chaux par exemple) puis sa remise en place par couches correctement compactées,
- Soit pour le traitement en place de toute la couche **H1bis** (par jet-grouting par exemple)

Si cette valeur est confirmée, il conviendra néanmoins, lors du décapage ou de l'ouverture de la clé d'étanchéité, de purger et substituer par du limon compacté, toute lentille de matériaux de moindre consistance rencontrée.

De plus, on évitera un montage rapide du remblai par zones, sur toute la hauteur, et on privilégiera un montage sur toute la longueur afin de favoriser la dissipation des pressions interstitielles.

Le montage des épis sera accompagné d'une instrumentation ad-hoc permettant de suivre le comportement du sol de fondation (tassomètres, cellule de pression interstitielle, ...).

3.2.6 JUSTIFICATION DES LA SÉCURITÉ VIS-À-VIS DES DIFFÉRENTS ÉTATS LIMITES

Une nouvelle étude de stabilité sous le logiciel TALREN a été réalisée dans le cadre de la mise en sécurité du barrage. De même, un modèle numérique sur le logiciel PLAXFLOW a été réalisé pour caractériser les écoulements dans le corps de la fondation

Le tableau suivant présente une synthèse des justifications de la sécurité des ouvrages vis-à-vis des différents états limites sous diverses sollicitations :

Etat limite	Sécurité	Commentaires
Stabilité d'ensemble (glissement)	Justifiée	Largeur en crête de 5 m (- 1113 m NGF), pentes de talus à 5H/2V, risberme intermédiaire de largeur 3.5 m (1105 m NGF) hauteur maximale du remblai : 17 m

Etat limite	Sécurité	Commentaires
		Contrôle du compactage des matériaux nécessaire pour atteindre à minima les caractéristiques du modèle, ...
Soulèvement hydraulique du pied aval	Justifiée	Fondation en limons sur une épaisseur suffisamment importante + clé d'étanchéité coupant les éventuels chenaux perméables + tapis filtrant/drainant jusqu'en pied aval permettant de limiter le risque de claquage hydraulique
Poinçonnement et défaut de portance	Justifiée	Avec toutefois des valeurs proches de 1 une purge des matériaux H1bis reste une alternative sécuritaire sinon, il sera nécessaire de mener des vérifications de la cohésion non drainée au moyen de CPT
Tassement	Justifiée	Privilégier un montage sur une grande longueur afin de favoriser la dissipation des pressions interstitielles. Procéder par la technique du remblai excédentaire. Traiter l'horizon H1bis ou le purger pour limiter les tassements dans l'axe du vallon.
Erosion de contact	Justifiée	Géotextile de séparation/filtration à chaque interface.
Suffusion	Justifiée	Matériaux potentiellement sensible mais vitesse d'écoulement faible avec clé d'étanchéité + filtre/drain + géotextiles
Boulance	Justifiée	Vitesses ascendantes faibles + géotextile de séparation/filtration à chaque interface.
Erosion régressive	Justifiée	Granulométrie étalée des matériaux composant la fondation et le corps du barrage
Erosion de conduit	Justifiée	Le seul ouvrage traversant est la galerie (dalot en béton) qui sera construit selon les règles de l'art. Pour limiter l'apparition de terriers, le talus aval du barrage sera recouvert de grillages anti-fouisseurs et le talus amont sera protégé par des enrochements.
Liquéfaction sous séisme	Justifiée	Matériaux hors de plages de sensibilité à cet aléa

On se rapportera au rapport géotechnique G2-AVP (SCP, 2022) de pour connaître le détail de l'ensemble des hypothèses, états limites vérifiés et aléas géotechniques résiduels.

3.3 DESCRIPTION DES OUVRAGES PROJETES

Le chapitre suivant décrit les prescriptions générales applicables pour la retenue et les ouvrages connexes.

3.3.1 LE BARRAGE EN REMBLAI

3.3.1.1 AMENAGEMENTS GEOTECHNIQUES

Les principes de construction des ouvrages géotechniques sont présentés dans ces sous-chapitres.

3.3.1.1.1 Exécution du barrage en remblais

Les travaux de terrassement seront exécutés suivant un plan de mouvement des terres qui définira dans l'espace et dans le temps la destination de chaque volume élémentaire de déblai et/ou d'emprunt distingués dans les documents du marché. Le projet de plan de mouvement des terres sera établi par l'entreprise et soumis au visa du MOE.

L'implantation générale et l'implantation spéciale seront réalisées avec autant de points qu'il est nécessaire pour réaliser les travaux (déblais, remblais, banquettes, fossés).

Les remblais du corps du barrage et des drains (vertical et tapis drainant) seront exécutés par couches dont l'épaisseur, l'énergie de compactage, la vitesse de passage,... seront fonction du type de compacteur utilisé par l'entreprise. Ces éléments seront définis lors de l'étude géotechnique d'exécution G3 et suivront les préconisations du Guide GTR (SETRA LCPC de juillet 2000) en fonction de la classe de matériaux de remblai. Ils seront validés lors de planches d'essais et régulièrement contrôlés en cours d'exécution.

Les profils seront conformes aux profils théoriques résultant du projet dans les limites des tolérances prescrites.

La taille des plus gros éléments mis en remblai dans le corps du barrage avant compactage n'excèdera pas les 2/3 de l'épaisseur des couches élémentaires devant être compactées.

Le matériau, dans un état hydrique proche de l'OPN, sera régalié suivant une couche d'épaisseur uniforme sur une assise ne présentant ni creux, ni bosse, préalablement scarifiée sur une épaisseur minimale de 5 cm pour assurer une bonne liaison entre les couches.

Tout au long de la réalisation du barrage, les objectifs de compactage pour les ouvrages sont

- **q4** pour la clé d'ancrage et les remblais du corps du barrage
 - o $pdm \geq 95\%$ OPN
 - o $pdfc \geq 92\%$ OPN
- **q3 pour les couches de forme**
 - o $pdm \geq 98.5\%$ OPN
 - o $pdfc \geq 96\%$ OPN

où :

- pdm : masse volumique sèche moyenne sur toute l'épaisseur de la couche compactée
- $pdfc$: masse volumique sèche en fond de couche (soit valeur moyenne sur une tranche de 88 cm d'épaisseur située à la partie inférieure de la couche compactée)

Les engins de compactage, adaptés au matériau proposé seront utilisés de manière à assurer une répartition homogène de l'effort de compactage sur toute la surface de l'ouvrage.

La méthode de compactage sera détaillée dans le mémoire technique de l'entreprise. Elle sera adaptée pour que le compactage soit correct et homogène sur toutes les parties zones de la digue et de sa fondation. A cet effet, l'entreprise pourra proposer la méthode du remblai excédentaire (2x50 cm de matériaux excédentaires sur la largeur puis retaillage des bords après compactage).

Les protocoles de compactage et de gestion de la teneur en eau des matériaux seront soumis à l'agrément du MOE. Ils feront l'objet de planches d'essais et d'essais de contrôle préalablement aux travaux.

3.3.1.1.2 Préparation du support sous remblais

La création du barrage nécessitera un décapage préalable de 30 à 50 cm correspondant à la terre végétale.

Cette épaisseur de décapage sera localement augmentée sur les zones où la frange de terre végétale est plus importante ou au droit des souches des grands arbres, le but étant de d'obtenir une assise homogène. Un curage supplémentaire sera nécessaire au droit des matériaux argileux présents principalement dans l'axe du vallon Chaque purge sera remblayée avec un matériau adapté non évolutif, non pollué soigneusement compacté par couches minces et successives en respectant les règles de l'art.

Le fond de forme sera contrôlé par le géotechnicien chargé de la mission G3 – phase suivi qui soit le validera, soit définira les zones de purges. Il sera ensuite aplani et compacté de manière à assurer un bon écoulement des eaux superficielles en phase chantier et assurer la circulation des engins (notamment la machine de forage) avec un objectif de portance PF2, soit :

- **EV2 ≥ 50 MPa**
- **EV2/EV1 ≤ 2.**

En cas de portance insuffisante, un cloutage en ballast 40-100 mm insensible à l'eau (Classe GTR D3) ou un traitement à la chaux pourrait s'avérer opportun pour assurer la traficabilité de la plateforme.

Le creusement de la clé d'ancrage sera réalisé jusqu'à 5 m de profondeur par rapport au TN. Les pentes provisoires de l'excavation n'excéderont pas 1H/1V et seront adoucies à 3H/2V si des arrivées d'eau se produisent lors des travaux. Le remblaiement sera ensuite réalisé selon les règles de l'art, par couches.

Eu égard du niveau de la nappe, la base des terrassements pourrait intercepter des venues d'eau même en période d'étiage, notamment dans l'axe du vallon. Les circulations d'eau devront être interceptées, drainées, canalisées, pompées et évacuées hors de la zone des travaux.

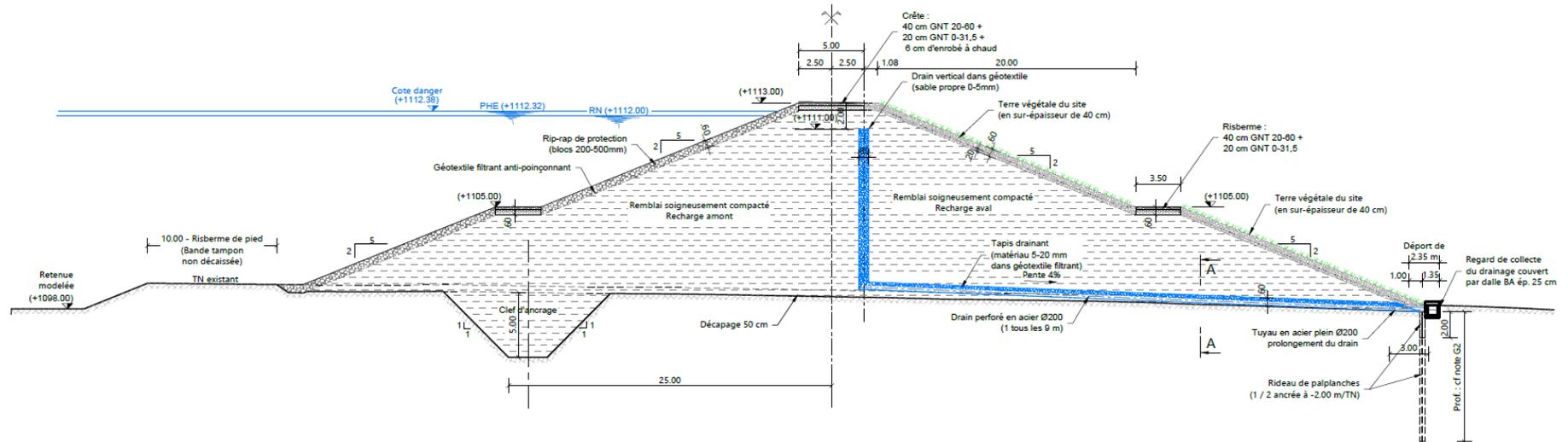


Figure 27 : Coupe type du barrage

3.3.1.2 CRETE DU BARRAGE

La crête de barrage est destinée à être calée à la cote définitive de 1113,00 m NGF. La contrainte exercée par le barrage sur ses fondations devrait entraîner un tassement au cours des premières années suivant sa construction. Les valeurs maximales des tassements attendus sont de l'ordre de 20 ± 5 cm :

Tableau 18 : Tassements estimées par la méthode d'Österberg

Profil de calcul	P04	P07 (Axe du vallon)	P08	P13
W(z) (cm) – SCP 2022	5.5	20.5	8.4	1.6

Afin d'atteindre à terme la cote requise, une contre-flèche sera réalisée lors de la construction. Pour cela la crête devra être réalisée avec un niveau fini égal à 1113.20 m NGF au profil P07 (Axe du vallon) de plus grande hauteur et à un niveau fini régulièrement dégressif vers les extrémités pour atteindre une contre flèche nulle, soit une cote de crête de 1113.0 m NGF à la liaison avec le terrain naturel.

La crête aura une largeur de 5 m, compatible avec l'espace nécessaire pour la mise en place d'une piste. Afin d'améliorer l'étanchéité de la crête, une couche de 20 cm de grave non traitée (GNT 0 -31,5), puis une couche de 40 cm de grave non traité (GNT 20-60) et enfin d'une couche d'enrobé noir à chaud de 6 cm sera mise en place sur toute la largeur.

3.3.1.3 PAREMENT AMONT

Les pentes du talus amont sont de l'ordre 5H/2V, elles seront adaptées pour tenir compte de la flèche (tassement) précédemment décrite pour le niveau fini de la crête. Le parement présente une risberme de 3,5 m de largeur à la cote 1105,00 NGF. La risberme sera constitué de 2 couches successives constitués par des graves non traitées réparties sur 60 cm, d'abord une couche (GNT0-31,5) sur 20 cm, puis une autre (GNT 20-60) sur 40 cm.

Comme protection externe, une première couche de riprap avec une granulométrie de 100-200 mm sur une épaisseur de 20 cm sera mise en place sur un géotextile filtrant et antipoinçonnant. Sur ces matériaux seront posés des blocs de granulométrie 300-600 mm sur une couche de 60 cm.

Les blocs devront être placés avec soin, et présenter un degré d'enchevêtrement important. Les blocs devront être disposés de manière à ce qu'il subsiste le minimum de vide. Un amalgame de moyens, petits et gros blocs, devra être assuré de façon à présenter un revêtement homogène et bien imbriqué.

Ces matériaux seront disposés depuis le pied du barrage jusqu'à la crête, ils seront bloqués par une bêche d'ancrage de 1 m de largeur en base et 1 m en profondeur.

3.3.1.4 PAREMENT AVAL

La pente du talus aval est symétrique à celle du parement amont, donc de 5H/2V. Le parement amont présente également une risberme de 3,5 m de largeur à la cote 1105,00 NGF. . La risberme sera constitué de 2 couches successives constitués par des graves non traitées réparties sur 60 cm, d'abord une couche (GNT0-31,5) sur 20 cm, puis une autre (GNT 20-60) sur 40 cm.

Comme protection externe, il est prévu un recouvrement de terre végétale de 60 cm afin de favoriser d'une part l'enracinement durable de la végétation sur le parement.

Cette solution permettra non seulement de valoriser les sols arables ou végétaux qui seront décapés sur l'emprise du futur plan d'eau mais aussi permettra d'augmenter le poids de la structure et de réduire le risque d'instabilité provoqué par l'apparition des sous-pressions.

3.3.1.5 DISPOSITIF DE RENFORCEMENT PAR PALPLANCHES

Les études précédentes ont mis en exergue des facteurs de sécurité insuffisants pour assurer la stabilité au glissement en situation sismique. Après une révision approfondie des caractéristiques géotechniques des matériaux et des hypothèses sismiques, le besoin d'avoir recours aux palplanches dans le but d'apporter une protection contre le glissement du talus aval en cas de séisme est confirmé.

Les palplanches qui seront mises en œuvre seront au minimum de type PU18. Elles seront neuves et de la première qualité. L'acier utilisé sera au minimum de la nuance 240 GPa selon la norme NF EN 10248.

Les caractéristiques des sols ont été présentées dans les chapitres précédents. Il appartient à l'entreprise de faire tous les reconnaissances et essais complémentaires pour définir, sous sa responsabilité, la méthode de battage et faire face aux difficultés de toutes sortes qu'elle pourrait rencontrer. En fonction de couches diverses de matériau à traverser dont la compacité peut varier, l'entreprise prévoira d'adapter le mode de battage ou de vibro-fonçage.

Les tolérances d'exécution sont les suivantes :

- La tolérance d'implantation au sol du rideau de palplanches est fixée à 5cm par rapport à leur tracé théorique, de part et d'autre de ce tracé ;
- La tolérance d'inclinaison en déversement et au faux aplomb est fixée à 10 millimètres par mètre ;
- Au cours du battage, des dispositions doivent être prises dès que le devers atteint cinq millimètres par mètre ; s'il atteint dix millimètres par mètre, les palplanches déversées doivent être arrachées.

Pendant l'exécution des travaux de battage, l'entreprise tiendra à jour un carnet général d'exécution dans lequel seront portés :

- Les fiches aux différentes passes et aux changements d'engins d'enfoncement ;
- Les causes des arrêts et plus généralement de incidents

La mise en place d'une palplanche d'essai sera réalisée préalablement à la mise en place du tapis drainant.

L'essai de battage préalable aura pour objectif de vérifier les hypothèses prises en compte au moment du dimensionnement (nature du sol, vitesse d'enfoncement, encastrement...), mais aussi de vérifier la compatibilité du système de battage /vibro-fonçage.

3.3.1.6 DRAINAGE

Pour assurer la stabilité à long terme du talus aval du barrage, un dispositif de drainage sera mis en œuvre. Celui-ci est composé d'un drain vertical ininterrompu, situé à l'axe sur tout le linéaire du barrage et relié à un tapis drainant en fond de retenue.

3.3.1.6.1 Drain vertical

Un drain vertical de 0,80 m d'épaisseur sera implanté en limite aval de la crête, afin d'éviter d'éventuelles infiltrations provenant des ruissellements sur la crête, le drain se trouvera à minima à 2 m en dessous de la crête du barrage, à la cote 1111,00 m NGF. La conception du drain permettra d'intercepter les écoulements dans la recharge amont. Il sera réalisé sur toute la longueur du barrage en sable propre de granulométrie 0 – 5 mm.

Notons que le collecteur (DN 300) situé au fond du drain vertical à l'axe du barrage ; proposé par SOMIVAL (2019) a été écarté de la conception actuelle. En effet, cette configuration implique la création spécifique des regards repartis en crête, qui permettraient l'inspection du collecteur. Cette configuration entraînerait d'importants inconvénients lors du compactage des matériaux autour de chaque regard et favoriserait à long terme l'apparition des défauts de construction.

Le drain vertical sera couplé directement au tapis drainant en fond de retenue, ce dernier a pour objectif principal de collecter les éventuels écoulements internes, réduisant les risques d'érosion et limitant le niveau piézométrique aval, assurant ainsi la stabilité du talus.

Cette nouvelle configuration, en plus de la suppression de contraintes et inconvénients de mise en œuvre, mises en exergue précédemment, permettra de mesurer les débits par tronçon sans globaliser la mesure dans la galerie de vidange et de supprimer la création des regards sur la crête.

3.3.1.6.2 Tapis drainant

L'étude de 2019 de SOMIVAL avait conçu le système de drainage à partir d'un réseau de lanières drainantes, nombreuses en quantité, composé de plus de 60 unités, avec un sens souvent disparate et inversé, en effet sur certaines zones les lanières drainaient l'écoulement non pas vers l'aval mais vers l'amont.

A titre d'illustration, quelques caractéristiques de la conception de ce système sont présentés à continuation : Vers le centre du barrage, entre extrémité rive droite et profil P05 et entre extrémité rive gauche et profil P08. Et vers le pied aval, entre le profil P05 et profil P08.

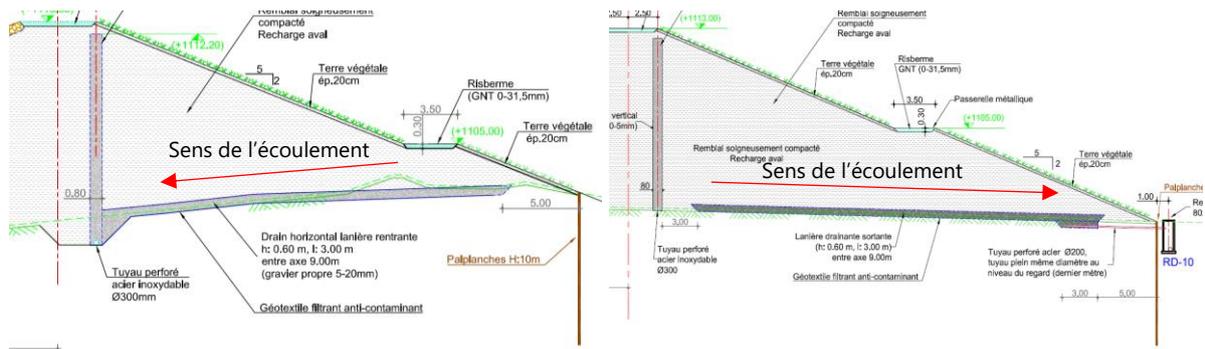


Figure 28 : Coupe transversale de lanières drainantes (SOMIVAL, 2019)

Pour les raisons expliqués ci-dessus, la mise en œuvre d'un système de drainage homogène s'avère nécessaire pour le bon fonctionnement du dispositif de drainage du barrage. De cette manière, un tapis drainant uniforme, de 60 cm d'épaisseur, composé des matériaux drainants de type gravier, de granulométrie 5 – 20 mm, sera disposé sous toute la recharge aval de l'ouvrage au contact de la fondation avec une pente de 4 %.

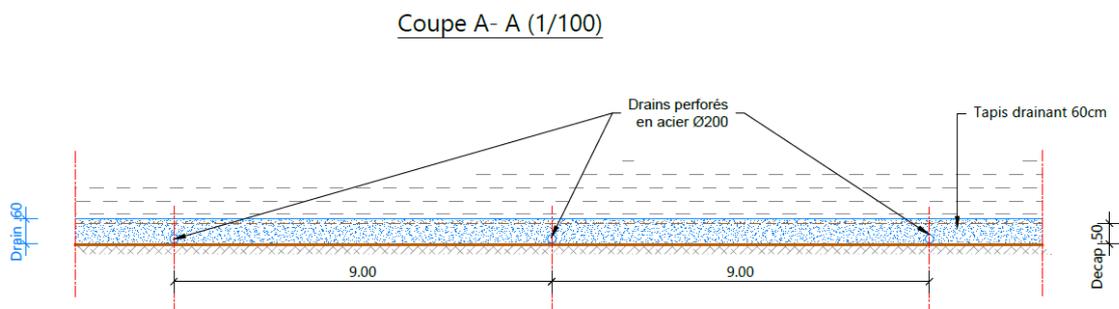


Figure 29 : Coupe type du tapis drainant

Afin de collecter les écoulements internes, 1 drain perforé en acier DN 200 sera posé chaque 9 m. Cette configuration de drainage sera plus efficace et facilitera la compréhension du comportement de l'ouvrage lors du suivi des débits drainés.

3.3.1.6.3 Regards de collecte

Les eaux drainées par tapis seront collectées dans un caniveau implanté au pied aval du barrage.

Les conditions climatiques locales peuvent faciliter l'englacement des eaux ruisselées à l'extérieur du point bas du pied du barrage. Pour se prémunir de ces inclémences climatologiques, les caniveaux collecteurs des débits implantés au pied de la digue, du côté du parement aval, devront être construits à une profondeur raisonnable pour éviter le gel aux faibles débits.

Sur la base du retour d'expérience d'autres ouvrages gérés par l'ASA. Les caniveaux seront installés à minima à une profondeur de 60 cm. Pour garantir la pérennité et la performance du réseau de collecte du drainage, celui-ci pourra être constitué d'éléments préfabriqués.

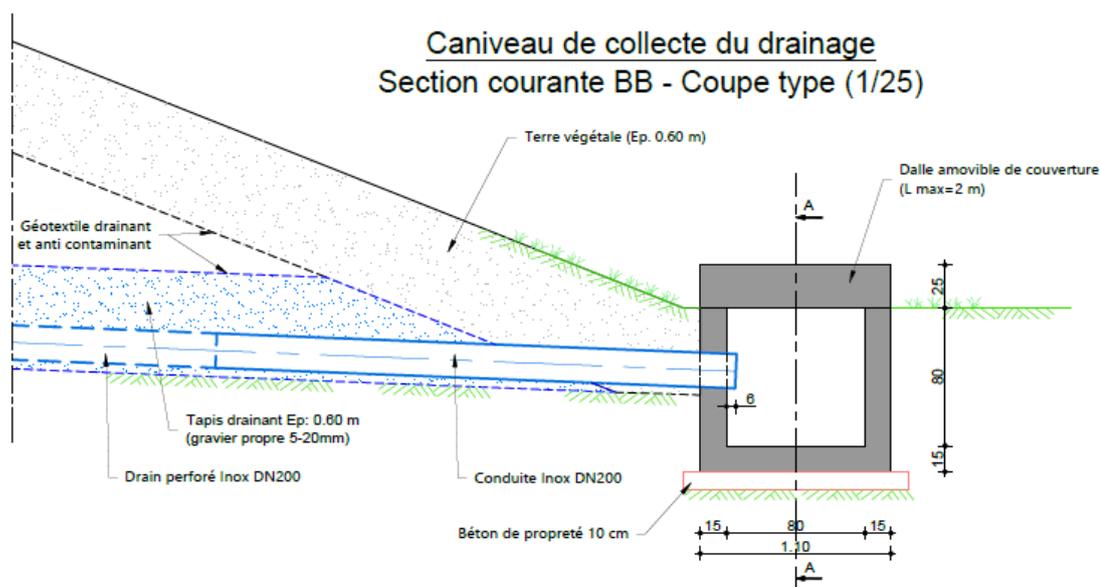


Figure 30 : Coupe type du regard collecteur de drains

3.3.2 OUVRAGES HYDRAULIQUES

Pour rappel, suite l'actualisation de l'étude hydrologique et hydraulique, le calcul de laminage montre que la retenue permet d'écrêter plus que 90% de débit. La cote PHE est de 1112,32 m NGF pour la crue exceptionnelle (Q 3000), et la cote d'eau de la crue extrême (Q 30 000) est de 1112,38 m NGF.

Etant donné que les nouvelles cotes sont inférieures à celles considérées pour le dimensionnement des ouvrages hydrauliques en 2019. Aucune modification n'a été nécessaire ni à l'implantation ni au dimensionnement des ouvrages hydrauliques.

Ainsi n'ont pas été modifiés dans le cadre du présent Avant Projet par rapport au projet SOMIVAL les composants suivants :

- Evacuateur de crue ;
- Ouvrages de prise et de vidange ;
- Surpresseur ;
- Dispositif d'auscultation.

3.3.2.1 EVACUATEUR DE CRUES

3.3.2.1.1 Déversoir

Le déversoir de l'évacuateur de crues sera constitué à partir d'une poutre en béton armé en forme de cunette trapézoïdale de largeur totale 8,50 m en tête, de hauteur 2,4 m (dont 0,8 m de fondation) et de pente latérale 3H/2V. Cette poutre en béton de 0,60 m d'épaisseur, de section apparente trapézoïdale en base 2,5 m est fondée à la cote 1109,60 m NGF. Elle est

coulée à pleine fouille pour assurer la liaison avec le remblai et la continuité de l'étanchéité amont.

Le seuil béton sera calé à la cote 1112,00 m NGF. La diminution de la cote du seuil déversant à travers le temps pourra être compensée par un rehaussement en béton lorsque plus aucun tassement ne sera observé.

3.3.2.1.2 Coursier

Le coursier de 43 m de long sera intégré dans la recharge aval du barrage. De forme trapézoïdale, il présente une largeur en base de 2,5 m et sa pente suit celle du talus aval soit 2,5H/1V. Il est recouvert sur toute sa longueur d'une épaisseur de 0,60 m d'enrochements maçonnés de blocométrie 300-500 mm. Les enrochements sont disposés sur une géogridde surmontant un géotextile filtrant.

La couche de transition de 20 cm d'épaisseur sera conformé par des matériaux de type grain de riz 2/6. Un compactage soigné sera effectué au fur et à mesure par couches successives.

3.3.2.1.3 Bassin de dissipation

Le bassin de dissipation se situe à côté de la chambre de vannes, il est de 10 m de long et de 2,5 m de large, dont le fond est calé à la cote 1095,5 m NGF. Il est limité en aval par un seuil fixe calé à la cote 1095,80 en partie courante. Le fond comme les talus de ce bassin sont protégés par une couche d'enrochements maçonnés de 1 m d'épaisseur. Deux barbacanes en diamètre 150 mm à travers le contre – seuil permettront l'écoulement des eaux résiduelles.

3.3.2.1.4 Chenal de restitution

Il s'agit d'un chenal de 2,5 de largeur en enrochement libre qui restitue l'eau au talweg naturel.

3.3.2.2 OUVRAGE DE VIDANGE

L'ouvrage de vidange est constitué d'une conduite de diamètre 600 mm (longueur 100 m) puis de diamètre 500 mm (longueur 3,85 m) dont le fil d'eau de l'exutoire aval est calé à la cote 1096,0 m NGF soit une ligne de charge à 1096,5 m NGF.

3.3.2.3 OUVRAGE DE PRISE

3.3.2.3.1 Critères de dimensionnement

La prise d'eau a été dimensionnée afin de pouvoir assurer le débit d'alimentation objectif vers la retenue D', en tenant compte des problématiques de pertes de charge.

En première approche, seules les pertes de charge linéaires ont été prises en compte, les pertes de charge singulière étant jugées négligeables au regard de la longueur du tronçon considéré (1 600 m environ).

La pente de la canalisation a été considérée nulle. La rugosité a été prise égale à 0,2 mm (conduites acier). La perte de charge est estimée à 3,30 m avec une conduite DN600 mm ce qui est jugé acceptable.

3.3.2.3.2 Description de l'ouvrage

L'ouvrage comprend :

- Un ouvrage de tête amont où ont été regroupés la crépine de prise d'eau et l'ouvrage d'entonnement de la vidange de fond ;
- Une galerie sous remblai où sont implantées les deux conduites de diamètre 600 mm qui assurent le transit des débits de prise d'eau et de vidange sous le barrage ;
- Une chambre des vannes aval où sont intégrées les vannes de réglage des débits alimentant les réseaux d'irrigation et des débits de vidange ainsi que le dispositif de surpression permettant le refoulement vers la retenue D' ;
- Un bassin d'impact de restitution des débits de vidange.

3.3.2.3.2.1 L'ouvrage de tête amont

Côté amont se trouve l'ouvrage d'entonnement dans lequel sont regroupés la crépine de prise d'eau et l'ouvrage d'entonnement de la vidange de fond :

- L'ouvrage d'entonnement de la vidange de fond est un ouvrage semi circulaire constitué d'un seuil calé à la cote 1098 m NGF et d'un entonnement semi circulaire de 6 m de longueur ($r = 2$ m) et de 1,50 m de hauteur protégé par des barreaux en béton de 0,25 x 0,10 m implantés avec un entre axe de 0,30 m (soit un entrefer de 0,20 m). Une vanne murale avec une ouverture de 0,6 m de diamètre permettant l'évacuation des eaux jusqu'à la cote 1097,85 m NGF ;
- La crépine de prise d'eau calée à 1099,80 m NGF est une crépine circulaire en acier inox de 1,50 de diamètre et de 1,20 de hauteur dont les barreaux sont implantés avec un entre axe de 20 m. Sa face supérieure est surmontée d'une plaque de tôle circulaire soudée aux barreaux.

On y retrouve également les vannes amont : la conduite de prise d'eau et la conduite de vidange sont équipées chacune en tête d'une vanne guillotine de diamètre nominal 600 mm qui joue le rôle de vanne de garde.

3.3.2.3.2.2 Galerie sous remblai (Dalot)

Une galerie passant sous le remblai au niveau du talweg naturel barré par le barrage permet le passage des conduites de vidange et de prise d'eau de diamètre 600 mm. Elle assure également la fonction de galerie technique permettant une inspection et une intervention aisée sur les conduites.

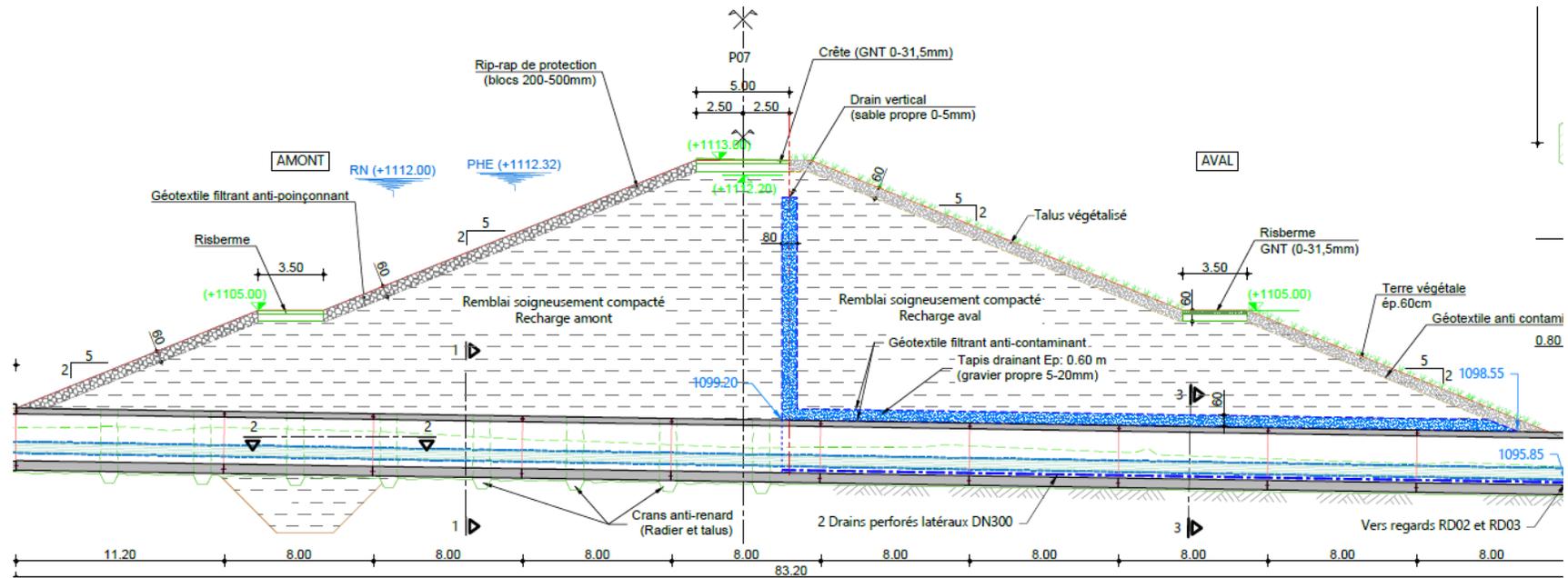


Figure 31 : Profil en long de la galerie sous la digue

D'une longueur totale de 83,20 m, prévisionnellement coulée en 9 éléments de 8 m et 1 élément de 11,20 m, elle est implantée dans l'axe de la vallée, sous la partie centrale du barrage. La continuité de l'étanchéité entre éléments étant assurée par des joints waterstop de 30 cm de largeur tous les 8 m.

Il s'agit d'un ouvrage en béton de 2,80 m de largeur, de 2,50 m de hauteur (dimensions intérieures) et de 0,30 m d'épaisseur, fondé sur un radier de 0,50 m d'épaisseur, dont la pente longitudinale est d'environ 1,6%. Les parois latérales extérieures présentent un fruit de l'ordre de 8% pour permettre un meilleur compactage des matériaux de remblais, et sont chanfreinées au niveau des angles supérieurs. Le toit du dalot sera incliné de chaque côté pour permettre l'écoulement des eaux en pied de dalot.

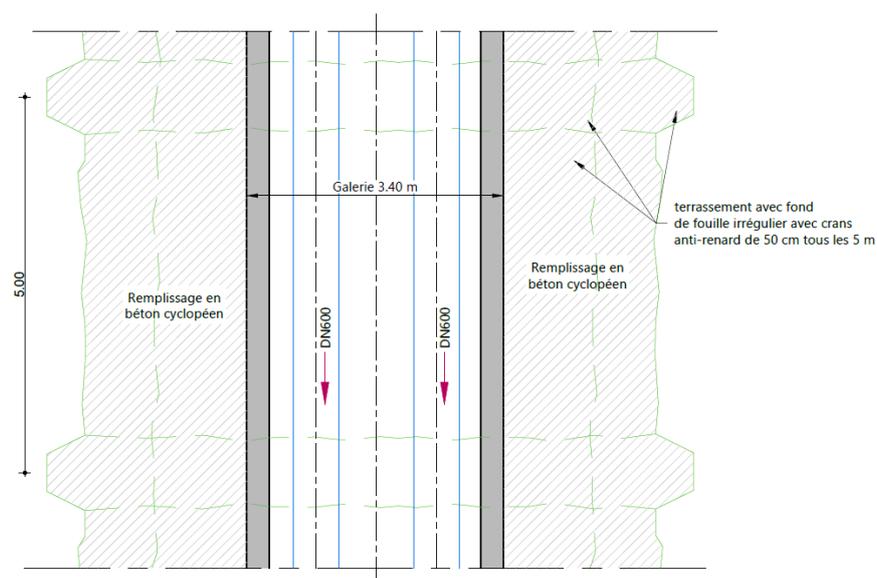


Figure 32 : Vue en plan du dalot sous la digue

Les écoulements susceptibles de survenir le long du dalot seront traités en deux parties :

- Dans la recharge aval : Un massif drainant autour du dalot en gravier 5-20 mm d'épaisseur 0,6 m sur le toit et 0,6 m sur les côtés. Ce massif sera réalisé à partir du drain vertical sur toute la longueur de la digue aval. Il intégrera en partie basse le tuyau collecteur (drain perforé) provenant de la collecte des fuites de la rive droite et de la rive gauche.

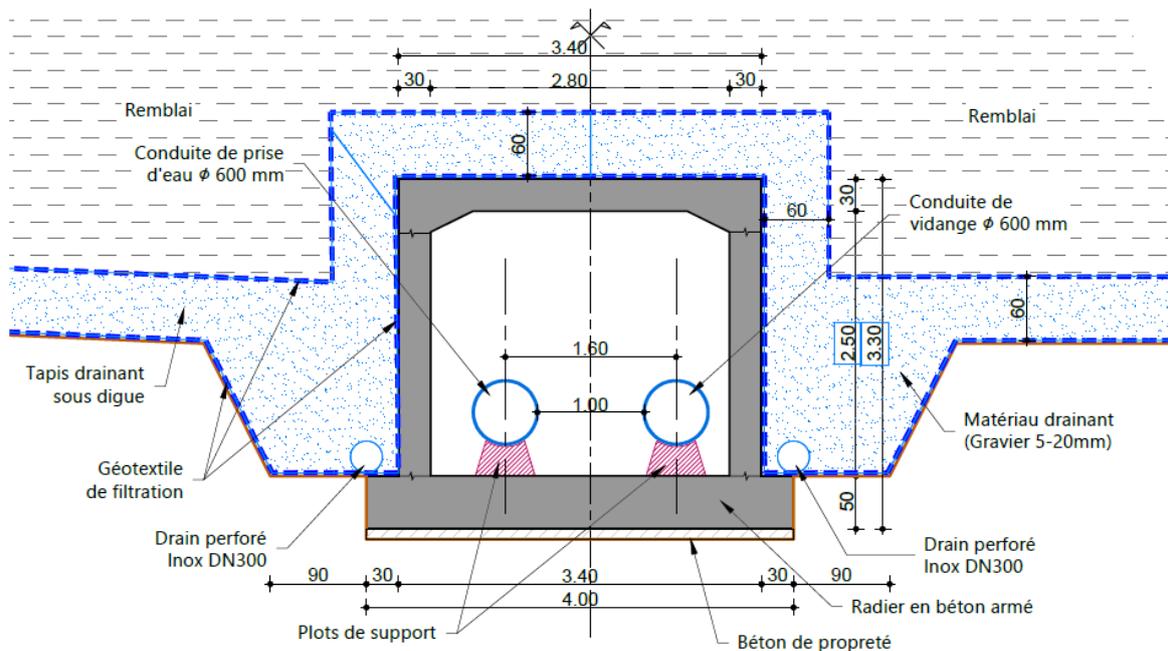


Figure 33 : coupe transversale du dalot sous la digue aval

- Dans la recharge amont: Afin de se prémunir contre le phénomène d'érosion de conduit en partie amont du corps du barrage. Il est prévu de réaliser de crans anti-renard sur tout le pourtour de la galerie amont de la digue. Pour ce faire, un fond de fouille irrégulier avec de crans de 0,5 m d'épaisseur espacés tous les 5 m sera créé. Une fois le terrassement, talutages et le fond de fouille irrégulier préparés, les éléments de la galerie seront entaillés et assemblés dans le remblai ensuite, le pourtour du dalot sera rempli avec du béton coulé pleine fouille.

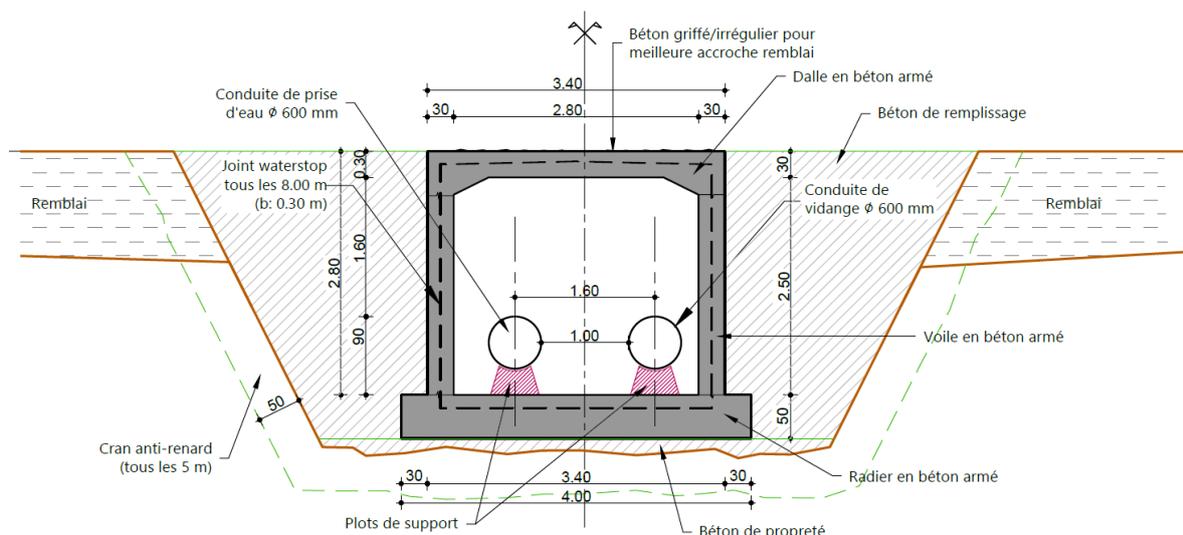


Figure 34 : Coupe type du drainage du dalot sous la digue amont

Les ouvrages traversants constituent une interface propice aux phénomènes d'érosion de conduit. Pour limiter ce risque, il conviendra de respecter un mode rigoureux et soigné avec, par exemple, le respect de la méthodologie suivante :

- Mise en place de couches de remblais jusqu'à + 0,50 m par rapport au sommet du cadre,
- Terrassement de la tranchée destinée à contenir le cadre (largeur de base > 3,40 m ; profondeur ≈ 3,80 m) avec des talus latéraux à 1H/1V)
- Réalisation du renforcement du sol de support par jet-grouting,
- Coulage du radier et pose du cadre
- Remblaiement de la tranchée avec du béton coulé pleine fouille et vibré
- Poursuite du montage du remblai après respect d'un délai de prise de 7 jours minimum

3.3.2.3.2.3 *Chambre des vannes*

Implanté à l'extrémité du dalot, au pied aval du barrage, cet ouvrage est traversé par les conduites de prise d'eau et de vidange. Il abrite le piquage nécessaire à l'alimentation du secteur irrigué en pied de la retenue, le piquage pour le débit réservé, le surpresseur nécessaire au refoulement vers D', ainsi que l'ensemble du matériel hydromécanique et électrique.

L'ensemble de ce matériel est abrité dans un ouvrage réalisé en béton armé de 16,20 m de longueur, 10,60 m de largeur et de 5,00 m de hauteur (dimensions extérieures). Le radier du local technique est calé à 1097,50 NGF ce qui correspond au niveau du terrain naturel fini en rive gauche et le radier de la chambre des vannes est à 1095,50 NGF. Il sera penté de 1% en direction d'un avaloir de 60 x 60 cm permettant l'évacuation des eaux résiduelles.

La porte est prévue suffisamment large (4,00 m) pour permettre la manutention des organes hydromécaniques ; des trappes équiperont également le plafond du bâtiment aval et de l'extrémité aval de la galerie pour permettre la manutention des organes les plus lourds par grutage (pompe, moteur de pompe, débitmètre).

Des événements installés en partie basse, à l'opposé des fenêtres situées en partie hautes, permettront une ventilation naturelle du local.

Des caillebotis métalliques sont prévus pour faciliter la circulation du personnel autour des différentes conduites. Ils prendront la forme de passerelle et d'escalier pour passer de part et d'autre des conduites et accéder à l'ensemble du local.

Des réserves dans la dalle de couverture de la chambre (équipées de dispositif de fermeture) permettront d'accéder aux équipements hydromécaniques.

3.3.2.3.2.4 *Local technique*

Une plateforme « à sec » surélevée par rapport au radier normal du bâtiment aval (+ 2 m) est aménagée en local technique. Il accueille les armoires électriques de la pompe et la centrale d'acquisition et de stockage des données télémétrées. Un plan de la chambre des vannes avec dessin détaillé des équipements équipe un des murs du local. Il est équipé de deux fenêtres, d'un système de ventilation mécanique, d'un système d'éclairage et d'un chauffage.

Quatre ouvertures de diamètre 300 mm traversant le mur aval de la chambre des vannes et munies de clapets anti-retour, permettront l'évacuation des eaux de fuites en cas de rupture partielle ou totale d'une des conduites (moyennant une mise en charge de la chambre des vannes n'atteignant pas le local technique).

Un toit-terrasse complète la construction.

3.3.2.3.2.5 Garage

Des dimensions intérieures 7 m de longueur et 3,50 m de largeur, le garage sera adjacent à la chambre de vannes. Ce local permettra d'abriter éventuellement un véhicule de service et de stocker une déneigeuse motorisée destinée à rendre accessibles les pistes entre le local technique et les dispositifs d'auscultation manuels durant l'hiver.

3.3.2.3.2.6 Bassin de restitution de la vidange

A l'extrémité aval de la conduite de vidange, la restitution des débits vers le milieu naturel et leur dissipation s'effectuent par l'intermédiaire d'un bassin de restitution.

Il s'agit d'un bassin de 5,0 m de longueur, 3,00 m de largeur dont le radier est calé à la cote 1095,50 m NGF. En partie centrale, il intègre un voile vertical brise charge (poutre à impact).

En extrémité aval du bassin de restitution de la vidange, un canal bétonné réservé dans la dalle du bassin alimentera un canal de mesure Venturi, intégré au génie civil de la dalle et permettant le contrôle du débit réservé.

En aval de l'ouvrage, la restitution des débits de vidange vers le talweg s'effectue par un chenal de restitution de 3 m de largeur protégé par des enrochements libres jusqu'en aval du ponceau rétablissant la piste carrossable.

3.3.2.4 SURPRESSEUR

3.3.2.4.1 Débit

Le débit du surpresseur doit conduire à couvrir :

- Les besoins des conduites en aval de la réserve de D', soit 280 l/s (en régime de restriction, avec tour d'eau) ;
- Un débit de sécurité de 20 l/s (en cas de panne, arrêt électrique, etc.) ;
- L'alimentation de la réserve de Pelleautier, soit 60 l/s.

Le groupe de pompage devrait donc satisfaire un débit de 360 l/s. Toutefois, dans le cadre de l'étude des réseaux, il est montré qu'il est possible de raccorder l'antenne des Pons de la commune de Pelleautier aujourd'hui raccordée sur D' et de la basculer sur le réseau dépendant de Corréo.

Cette antenne dessert aujourd'hui 135 Ha, le débit de cette antenne est estimé à 90 l/s.

Le besoin en débit du surpresseur devient alors 270 l/s.

3.3.2.4.2 Hauteur manométrique totale du surpresseur

Le surpresseur sera installé au pied de la digue du Chatelard, dans la chambre de vannes.

La pompe sera mis en charge par la cote de la ligne d'eau du barrage et refoulera les eaux vers la réserve de D'.

Le niveau d'eau ou charge sur le surpresseur sera variable puisqu'il dépendra du niveau de remplissage du barrage.

- Cote du projet du déversoir de la digue du Châtelar : 1112,00 m NGF.
- Cote du fond de la retenue du Châtelar : 1098,00 m NGF.

Toutefois, il est vraisemblable que l'insuffisance de débit livré gravitairement depuis le « Point A » ou depuis la réserve du Châtelar n'intervienne pas lorsque cette dernière est pleine. Ainsi il est fixé que le surpresseur fonctionnera lorsque le niveau d'eau dans la réserve du Châtelar sera situé entre 1109,00 et 1099,80 m NGF pour refouler 280 l/s sur une canalisation longue de 4 800,00 ml de DN 600 mm sur 1460 m puis en DN 500 mm sur le linéaire restant. L'extrémité de la conduite est un réservoir (D') dont le niveau maximum de remplissage est 1 105,00 m NGF tandis que le fond du réservoir (de D') est à 1100,00 m NGF.

Enfin, la cote altimétrique du radier de la chambre de vannes dans laquelle sera installée le surpresseur sera de 1.095,50 m NGF, l'installation de l'axe de l'aspiration du surpresseur devrait être de l'ordre de : 1096,90 m NGF.

Ainsi dans le cas le plus défavorable un bas niveau au Châtelar peut atteindre 1.100,00 m NGF. Un réservoir plein à D' impose de refouler à 1.105,00 m NGF. Soit une hauteur géométrique de 5.00 m.

3.3.3 AMENAGEMENTS ANNEXES A LA RETENUE

3.3.3.1 VEGETALISATION DE BERGES

Dans l'intention de favoriser le développement d'une biodiversité sur les berges de la retenue et d'ajouter une plus-value esthétique. Il est prévu d'aménager les berges en queue de la retenue par l'emploi de techniques de génie végétal.

Ces aménagements permettront par ailleurs, de protéger l'ouvrage contre le phénomène de batillage et aidera à limiter les phénomènes d'érosion externe.

Après avoir mis en place une couche de terre végétale, les talus seront recouverts d'un géotextile biodégradable en fibre coco destiné à protéger directement les talus et favoriser la reprise des végétaux.

3.3.3.2 PISTE EN CRETE DE DIGUE ET RAMPE D'ACCES

Une piste de service en crête de digue sera réalisée. Une rampe d'accès sera créée pour intervenir au fond de la retenue.

De l'amont vers l'aval les pistes d'accès définitives à l'ouvrage sont les suivantes.

Une risberme laissée en pied amont de barrage (bande de 10 m non terrassée) permet la circulation en pied du talus et l'accès par la rive droite aux ouvrages d'entonnement amont.

Une risberme amont de 3,5 m de large calée à la cote 1105,00 NGF est constituée pour permettre la circulation d'engins de maintenance et d'entretien lors des vidanges ou des abaissements prononcés.

La crête calée à la cote 1113,00 m NGF présente une largeur de 5 m. Elle est également stabilisée par une couche d'enrobé à chaud pour permettre la circulation d'engins de maintenance et d'entretien. Le franchissement de l'évacuateur de crues trapézoïdal est obtenu côté crête aval par une passerelle métallique sur plots de dimensions : 2,5 m (largeur) et 8,5 m de travée (longueur totale à confirmer en étude d'exécution).

Une risberme aval de 3,5 m de large calée à la cote 1105,00 NGF est constituée pour permettre la circulation d'engins de maintenance et d'entretien régulier du parement aval. Le franchissement de l'évacuateur de crues trapézoïdal est obtenu côté aval de la risberme par une passerelle métallique sur plots de dimensions : 2,5 m (largeur) et 8,5 m de travée (longueur totale à confirmer en étude d'exécution).

Le chemin agricole partant de la RD 513 au sud de la retenue est rétabli et prolongé jusqu'aux ouvrages de génie civil situés en aval du barrage pour constituer une piste de pied. Deux passages busés de 30 m linéaire chacun permettent d'assurer la continuité des fossés et canaux :

- Fossé sud longeant RD513 (par le nord) : buses en diamètre 300 mm ;
- Canal nord (irrigation) : buses en diamètre 400 mm.

En pied aval de l'évacuateur de crue, un ponceau de dimension 2.5*2.5*5 m est aménagé sur le chenal de restitution afin de garantir la continuité de la circulation.

L'ensemble des accès depuis les voies publiques est équipé de barrières levantes positionnées de manière à ne pas gêner la circulation sur la route départementale lors d'accès de véhicule long. Les ouvrages sensibles (chambre des vannes, etc.) sont clôturés. Des panneaux sont mis en place pour interdire l'accès à toute personne non autorisée, interdire la pêche et la baignade.

Les pistes d'accès seront recouvertes d'un revêtement type enrobé, devant permettre le transit d'engins lourds sans déformation, lors du déneigement entre la RD513 et l'ouvrage.

3.3.3.3 FOSSE EXISTANT

Deux fossés situés au pied du parement aval en partie Nord et en partie Sud existants à l'origine seront à reconstituer. La partie Sud le long de la piste d'accès au local aval sera bétonnée.

3.3.3.4 RESEAUX DANS LA CUVETTE

Dans le cadre des travaux préparatoires le réseau AEP traversant la queue de la retenue (sud-ouest du projet) sera déplacé en pied sud du barrage, entre le barrage et la route.

3.3.3.5 CLOTURE PERIPHERIQUE

Afin d'isoler l'emprise de la retenue, une clôture sera réalisée en périphérie. Les clôtures ne couvriront pas toute la périphérie du lac mais borderont les accès principaux, elles se prolongeront de 15 m de part et d'autres des accès principaux identifiés. Elles seront en fil d'aluminium de l'ordre de 4 mm, d'une hauteur de 2,50 m, dont 40 cm seront enfouis en tranchée. Les poteaux du grillage seront en béton armé.

L'ensemble du site sera fermé à tout accès de véhicules tout terrain par la présence de blocs espacés de 2 m. La blocométrie devra être adaptée pour empêcher la circulation de véhicules 4x4.

Des panneaux pédagogiques de présentation de l'ouvrage seront situés aux points d'entrés du site.

3.3.3.6 MESURES DE COMPENSATION AUX ATTEINTES A L'ABREVOIR

Le projet, particulièrement pendant la phase chantier, portera atteinte à l'activité d'un abreuvoir installé sous l'emprise de la retenue.

Par l'emprise des ouvrages construits et le foncier complémentaire mobilisé pour les travaux (installation de chantier), une compensation paraît nécessaire au regard des dommages occasionnés par le chantier.

L'ASA du canal de Gap devra restituer le débit de la source, l'eau sera prélevée dans la chambre de vannes, les eaux seront pompées dans un local qui sera accessible à l'agriculteur. Les eaux seront refoulées dans une canalisation DN 50 vers le nouvel abreuvoir entre l'exploitation agricole et la queue de retenue.

3.3.4 DISPOSITIF D'AUSCULTATION

Le barrage sera équipé des nombreux instruments d'auscultation afin de suivre le comportement de l'ouvrage à travers le temps en fonction du niveau de remplissage de la retenue. Le dispositif d'auscultation sera constitué des éléments suivants :

- 21 piézomètres ;
- 6 cellules de mesure de pression interstitielle ;
- 2 tassomètres ;
- 3 points de mesures individuels des débits de fuite du barrage ;
- 24 repères topographiques et 6 piliers fixes.
- 3 totems altimétriques et 1 sonde limnimétrique automatique.

Les dispositifs seront équipés de systèmes de télémessure pour le contrôle à distance grâce au raccordement à une centrale d'acquisition implantée dans la chambre des vannes et d'un système de télétransmission par liaison GSM vers les bureaux et le personnel de l'ASA du Canal de Gap.

3.3.4.1 SUIVI DE MESURES PIEZOMETRIQUES

L'auscultation sera assurée au droit de 7 profils :

- 6 profils auscultés par des piézomètres ouverts (PZ-1.X à PZ-6.X),
- 1 profil ausculté par des cellules de pression interstitielle (CPI, C1 à C6).

Les profils auscultés (1 à 6) par des tubes ouverts sont variablement équipés de 2 à 4 piézomètres qui auscultent le remblai en amont et en aval du drain vertical, ainsi que la fondation en amont et aval du tapis drainant au niveau de l'horizon le plus perméable sous le contact avec la fondation (sous l'horizon argileux lorsqu'il est significatif en épaisseur).

Le profil ausculté par des cellules de pression interstitielle est équipé de 6 cellules réparties dans le remblai en amont et en aval du drain vertical et au niveau du contact avec la fondation en amont et en aval de la recharge aval.

Le profil de cellules de pression interstitielle (CPI) a pour rôle essentiel de contrôler l'efficacité du dispositif de drainage (drain vertical et tapis drainant), les profils de tubes ouverts sont essentiellement conçus pour le suivi de l'évolution du bon rabattement de la piézométrie et des sous-pressions.

Les profils en tubes ouverts sont répartis de la manière suivante :

- trois profils implantés en rive gauche (digue sud) ;
- deux profils implantés en rive droite (digue nord) ;
- un profil central implanté au centre de l'ouvrage entre l'évacuateur de crues et le dalot recevant les conduites.

Le profil de cellules de pression interstitielle (CPI) est implanté proche de l'évacuateur de crues.

Un piézomètre complémentaire (PZ7) est implanté dans le prolongement du remblai côté nord afin de mesurer l'influence d'une éventuelle nappe de versant et/ou de fuites provenant du canal d'irrigation amont.

Deux piézomètres sont installés en contrebas de la retenue, dans le versant sud. Ils permettront de contrôler les éventuelles infiltrations depuis la retenue vers le versant sud. Ils sont numérotés PZ8 et PZ9.

3.3.4.2 SUIVI DES DEPLACEMENTS

Il est prévu de mettre en place :

- 12 repères topographiques en crête, répartis uniformément le long du barrage et 12 repères à mi-hauteur du talus aval du barrage afin de constituer des profils topographiques.
- 10 repères en galerie (un repère par élément de dalot).
- 6 piliers d'auscultation topographiques.
- 2 tassomètres installés au droit du profil de plus grande hauteur et du profil sous évacuateur pour le suivi en continu des tassements de la fondation.

Les mesures de déformation seront réalisées à partir d'une base de repères fixes implantés hors de l'emprise de l'aménagement, comprenant quatre piliers répartis sur chaque rive et en aval du barrage.

3.3.4.3 SUIVI DES DEBITS DRAINS

Les regards de collecte en pied aval des fuites issues du réseau de drainage seront aménagés afin de pouvoir procéder à des mesures par empotage (mesure capacitive type seau + chronomètre) aux exutoires de collecteurs par zone (3 exutoires mesurables manuellement dans 3 regards de chaque côté du barrage). Tous les regards notés RD01 seront équipés de seuils de jaugeage calibrés et de capteurs de niveau permettant la télémesure des débits de fuite totaux (3 regards télémesurés).

3.3.4.4 MESURES DU NIVEAU DE LA RETENUE

Un capteur de pression de haute précision installé sur la conduite de vidange (en amont) permettra la mesure automatique du niveau d'eau dans le barrage.

Une échelle limnimétrique disposée sur 3 « totems » en béton sera installée sur le parement amont : le niveau d'eau sera relevé mensuellement et servira à contrôler l'étalonnage de la sonde automatique.

Cette échelle limnimétrique devra être homologuée. Elle devra permettre une lecture facile du niveau avec une précision au cm. Les cotes en niveau NGF seront indiquées tous les mètres sur l'échelle.

La mesure enregistrée sera celle du capteur de pression branché sur la conduite.

3.3.4.5 ACQUISITION ET CENTRALISATION DES DONNEES

L'ensemble des relevés de données d'auscultation sera automatisé et les données sont rapatriées au niveau d'une centrale d'acquisition implantée dans le local technique du bâtiment aval.

Un système de télétransmission sera également mis en place pour le suivi à distance par le personnel, la récupération et l'archivage des données mesurées au niveau du siège de l'ASA du canal de Gap.

L'affichage sur écran sera réalisé pour les variables suivantes :

- Cote NGF de la retenue du Châtelar ;
- Cote NGF de la retenue D' ;
- 10 piézomètres ;
- 3 mesures de débit de fuite ;
- Débit de la conduite de restitution

3.3.5 PREMIERE MISE EN EAU

3.3.5.1 GENERALITE

Des mesures de sécurité s'avèrent nécessaires lors de la première mise en eau de l'ouvrage, conformément à la réglementation en vigueur.

L'exploitant s'assurera du bon comportement de l'ouvrage par l'analyse des mesures d'auscultation de l'ouvrage. Il remettra au préfet, dans les 6 mois suivants l'achèvement de la mise en eau, un rapport décrivant les dispositions techniques des ouvrages tels qu'ils ont été exécutés, l'exposé des faits essentiels survenus pendant la construction, une analyse détaillée du comportement de l'ouvrage au cours de l'opération de mise en eau et une comparaison du comportement observé avec le comportement prévu.

Le départ du remplissage sera effectif lorsque la retenue sera finalisée et réceptionnée.

3.3.5.2 PROCEDURE DE REMPLISSAGE

A ce stade, il n'est pas prévu de paliers au cours de la première mise en eau.

La montée du plan d'eau sera en revanche régulièrement par l'exploitant à l'aide de la mesure de sonde qui sera télétransmise, mais aucune contrainte dans la montée du plan d'eau n'est prise en compte à ce stade.

Par retour d'expérience sur Correo (?), le remplissage de naturel de la retenue par les apports du bassin versant devrait être relativement régulier, en dehors de précipitations exceptionnelles.

Un contrôle des débits des drains et de piézomètres de la retenue sera effectué :

- Avant le premier remplissage, retenue vide ;
- Lors du remplissage de la retenue ;

Le débit des drains sera contrôlé quotidiennement. L'ensemble des mesures sera consigné dans le registre de l'ouvrage. Il sera aussi effectué des relevés quotidiens des niveaux d'eau dans les piézomètres pendant toute la période du premier remplissage de la retenue.

Lors du suivi topographique aura lieu au fur et à mesure du premier remplissage de la retenue par l'entreprise :

- Retenue vide, après réalisation des repères ;
- Retenue vide, avant le début du premier remplissage ;
- Retenue avec une hauteur d'eau d'au moins 4 m ;
- Retenue avec une hauteur d'eau d'au moins 8 m ;
- Retenue pleine.

3.3.5.3 SUVEILLANCE EN PHASE D'EXPLOITATION

La future retenue fera l'objet d'un suivi régulier pendant son exploitation. Un dossier d'ouvrage sera ainsi constitué dès le début de la construction de l'ouvrage et mis à jour régulièrement. Ce dossier permettra la mise à disposition de l'ensemble d'éléments nécessaires à la compréhension du comportement de l'ouvrage depuis sa construction. Un registre d'ouvrage sera également ouvert dès l'achèvement de l'ouvrage et tenu à jour régulièrement. Il permettra la conservation de l'ensemble d'évènements, manœuvres et travaux d'exploitation nécessaires à la compréhension du comportement de l'ouvrage.

La fréquence des visites de surveillance est définie comme suit :

- Situation courante : Tous les quinze jours et selon un parcours prédéfini, avec remplissage d'une fiche de visite à chaque visite et d'un rapport tous les 3 ans ;
- Situation exceptionnelle (suite à une forte intempérie ou à un autre événement particulier) : 1 visite après l'événement avec remplissage d'une fiche de visite à chaque visite.

L'exploitant réalisera :

- Un relevé annuel des déformations du remblai en planimétrie (composantes X, Y) ;
- Un relevé annuel des déformations du remblai en altimétrie (tassements, composante Z) jusqu'à amortissements de ces derniers,
- Un relevé de piézomètres et des débits de drainage lors de visites de surveillance.

Ce relevé accompagnera systématiquement d'une visite de surveillance complète de l'ouvrage dont les conclusions seront portées au registre d'ouvrage.

4 ESTIMATION DU COUT DES TRAVAUX

Le montant de l'opération pour la construction de la réserve de substitution du Châtelar est évalué à 14,23 M€ HT.

Tableau 19 : Estimation par grand poste

Barrage de CHATELAR	Estimation SCP 2022
POSTE 1 – ETUDES ET INSTALLATIONS DE CHANTIER	661 250.00
POSTE 2 – TERRASSEMENTS	10 536 955.00
POSTE 3 – BETONS	1 049 504.00
POSTE 4 – EQUIPEMENTS HYDROMECHANIQUES	612 112.50
POSTE 5 – DISPOSITIFS D'AUSCULTATION - METROLOGIE	540 255.00
POSTE 6 – ELECTRICITE ET AUTOMATISMES	140 000.00
POSTE 7 – BATIMENT	164 580.00
POSTE 8 – SERRURERIE DIVERS	137 250.00
POSTE 9A – VRD	265 940.00
POSTE 9B – AMENAGEMENT PAYSAGER	112 750.00
POSTE 9C – AMENAGEMENTS DIVERS	58 750.00
TOTAL € HT	14 279 346.50

Cette estimation est basée considérant les caractéristiques suivantes :

- Etudes d'exécution ;
- Dégagement des emprises ;
- Création des pistes d'accès et franchissements ;
- Constitution de plateformes pour les installations de chantier, mise en place des baraques de chantier, zones de stockage des déblais et repli ;
- Décapage ;
- Terrassements en grande masse ;
- Mise en dépôt provisoire et concassage des matériaux issus de déblais pour une réutilisation sur site ;
- Mise en place et repli d'un atelier pour le confortement du sol (Jet grouting) ;
- Construction de la retenue en déblais/remblais (constitution des digues) ;
- Complexe d'étanchéité et de drainage (géotextiles, drain vertical et tapis drainant) ;
- Travaux de génie civil (ouvrages de prise, galerie, évacuateur de crue, chambre de vannes, etc.) ;
- Mise en œuvre des palplanches ;
- Travaux de canalisations et équipements hors retenue – vantellerie ;
- Réalisation des ouvrages annexes : Végétalisation des berges, piste en crête de la digue, déplacement de l'abreuvoir ;
- Remise en état après travaux (nivellement de terrain, espaces verts, clôture, pistes en crête, etc.).

L'écart de coût entre le montant estimé au stade de cet avant-projet (14,23 M€) et celui estimé par Somival en 2019 (11,38 M€) s'explique par les raisons suivantes :

- L'incertitude de la géologie des terrains rencontrés, constatée lors de l'analyse approfondie et l'interprétation de résultats des essais géotechniques ;
- La modification du système de drainage. Les aménagements ont été dimensionnés de manière à garantir in fine une répartition des écoulements plus homogène ;
- Les tassements attendus au niveau du parement aval et de l'évacuateur de crues conduisent à préconiser le confortement structurel du sol à partir de l'injection et d'écrans constitués de colonnes sécantes de Jet Grouting ;
- La mise en œuvre de crans anti-renard autour de la galerie au niveau du parement amont ;
- Les équipements et ouvrages pour l'irrigation de parcelles de minimiser les impacts sur l'activité au niveau de l'abreuvoir situé sous l'emprise de la future retenue ;
- Dépose et dérivation des réseaux sous l'emprise des travaux ;
- La création des accès aux parcelles agricoles desservies par la retenue depuis la piste.

Remarquons qu'au stade actuel des études, des reconnaissances de sol et des essais en laboratoire sont souhaitables en phase G2-PRO pour confirmer les estimations du poste « terrassement », poste principal de dépense pour la retenue.

5 PHASAGE

Le phasage est sensiblement dépendant des enjeux environnementaux en particuliers sur les phases de libération des emprises et de terrassement. Il conviendra de définir en étroite collaboration avec les équipes d'écologues le calendrier de ces opérations en phase PRO.

ANNEXES

ANNEXE 1 : ETUDE GEOTECHNIQUE G2-AVP

ANNEXE 2 : ETUDE HYDROLOGIQUE ET HYDRAULIQUE

ANNEXE 3 : PLANS

ANNEXE 4 : DETAIL ESTIMATIF