



Syndicat Mixte
des Bassins
Hydrauliques
de l'Isère



Commune de Tréminis



Etude de PROjet

Réfection de l'ancienne « digue RTM » de l'Ebron



Agence RTM Alpes du Nord
Office National des Forêts

Service RTM de l'Isère
9 quai Créqui
38026 Grenoble cedex
Tel : 04.76.22.31.50
Mail : rtm.grenoble@onf.fr

Date du dernier enregistrement	Désignation du document	Maitre d'ouvrage	Numéro de devis	Nombre de pages
26/05/2025	Etude de Projet Réfection de la digue RTM de l'Ebron	MASA	Sans-objet	29

	Nom Prénom	Fonction
Auteur	Pierre Dupire	Ingénieur travaux
Intervenant	Vincent Mano	Ingénieur hydraulicien
Relu et validé	 Pierre Verry	Chef de service

Suivi des versions :

Version	Date	Observations
V0.1	04/2025	Version travail pour relecture interne
V1	05/2025	



Sommaire

1.	Préambule	4
1.1.	Contexte.....	4
1.2.	Objet des travaux et ouvrage projeté.....	4
1.3.	Localisation.....	4
1.4.	Documents de référence	5
2.	Rappels / synthèse de l'AVP et compléments PRO	6
2.1.	Stratégie de protection.....	6
2.2.	Dimensionnement de l'ouvrage	6
2.2.1.	<i>Hauteur de sollicitation de la protection</i>	<i>6</i>
2.2.2.	<i>Diamètre des blocs.....</i>	<i>6</i>
2.2.3.	<i>Épaisseur de la carapace.....</i>	<i>7</i>
2.2.4.	<i>Épaisseur du sabot.....</i>	<i>7</i>
2.2.5.	<i>Largeur du sabot.....</i>	<i>7</i>
2.2.6.	<i>Pente en long de la crête de digue.....</i>	<i>7</i>
3.	Intégration des investigations complémentaires	8
3.1.	Données géotechniques.....	8
3.1.1.	<i>Investigations réalisées.....</i>	<i>8</i>
3.1.2.	<i>Synthèse des études géotechniques.....</i>	<i>9</i>
3.2.	Utilisation des données géotechniques.....	10
3.2.1.	<i>Dimensionnement de la couche de transition / géotextile.....</i>	<i>10</i>
3.2.2.	<i>Prise en compte des données géotechniques pour la réalisation du remblai.....</i>	<i>10</i>
3.2.3.	<i>Vérification des critères de rupture ou de défaillance de l'ouvrage.....</i>	<i>12</i>
4.	Dispositions constructives	15
4.1.	Terrassements	15
4.1.1.	<i>Préparation du site.....</i>	<i>15</i>
4.1.2.	<i>Décapage et préparation des fouilles</i>	<i>15</i>
4.1.3.	<i>Réalisation du remblai.....</i>	<i>15</i>
4.1.4.	<i>Protection par carapace en enrochements appareillés</i>	<i>15</i>
4.1.5.	<i>Sabot de pied.....</i>	<i>16</i>
4.1.6.	<i>Géotextile et couche de transition</i>	<i>16</i>
4.2.	Dimensions résultantes	16
5.	Chiffrage du projet.....	18
6.	Date et durée prévisionnelles des travaux.....	18
7.	Contraintes	19
7.1.	Foncier	19
7.2.	Réseaux	20
7.3.	Piste forestière	20
7.4.	Focus sur le Pont du Serre.....	20
7.5.	Contraintes environnementales et d'urbanisme	20
8.	Incidences des travaux et mesures environnementales	23
8.1.	Incidences du projet sur l'aléa de l'Ebron	23
8.2.	Conditions de réalisation des travaux	23
8.2.1.	<i>Accès au chantier.....</i>	<i>23</i>
8.2.2.	<i>Enlèvement de la végétation</i>	<i>23</i>
8.2.3.	<i>Dérivation des eaux.....</i>	<i>23</i>
8.2.4.	<i>Conditions météorologiques</i>	<i>23</i>
8.2.5.	<i>Mesures pour éviter une pollution des eaux.....</i>	<i>23</i>
9.	Entretien et suivi des ouvrages	24
9.1.	Suivi des ouvrages.....	24
9.2.	Entretien des ouvrages.....	24
9.2.1.	<i>Entretien courant.....</i>	<i>24</i>
9.2.2.	<i>Entretien ponctuel</i>	<i>24</i>

1. Préambule

1.1. Contexte

Le torrent de l'Ebron dispose d'une digue qui protège le bourg de L'Eglise sur la commune de Tréminis. Celle-ci se décompose en deux parties :

- la portion supérieure située initialement sur des terrains domaniaux (FDRTM du Grand Ferrand) et rétrocédée au Symbhi en 2024 ;
- la portion inférieure, anciennement communale aujourd'hui Gémapienne (Symbhi) depuis la loi n° 2014-58 MAPTAM.

Dans le cadre du transfert de la digue domaniale au Gémapien en 2024 et de la réalisation de l'étude de danger (EDD), le service RTM avait alerté les différents intervenants (DREAL – Symbhi – DDT) d'une configuration actuelle relativement critique en cas de sollicitation de la digue en question, sur sa partie en amont du pont du Serre. Celle-ci nécessitant une réfection de sa partie existante ainsi qu'un prolongement vers l'amont. Cette nécessité de travaux était identifiée depuis plusieurs années, mais était dans l'attente de la reprise du pont du Serre par le Département afin de garantir la cohérence de l'ensemble des aménagements prévus dans cette zone.

Un AVP relatif à la reprise de l'ancienne digue domaniale a été produit en 2023 pour le compte du Symbhi. Le présent rapport constitue sa suite logique à savoir l'étude de PROjet dans lequel seront intégrés les nouveaux éléments (géotechnique notamment).

1.2. Objet des travaux et ouvrage projeté

Les VTA ont mis en exergue un risque de défaillance par érosion externe du parement de la digue.

- ⇒ Par conséquent il a été proposé en AVP, sur la partie de la digue existante, de la reprendre en lieu et place de son implantation actuelle. La géométrie de la digue côté cours d'eau sera, à peu de choses près, similaire à l'existant ; en revanche le parement sera entièrement en enrochements libres et complété d'un sabot. Côté piste, la digue sera élargie. Cette nouvelle configuration ne modifiera pas les conditions d'écoulements (modification négligeable des profils en travers dans le lit mineur).

Par ailleurs, les précédentes analyses ont également mis en avant un risque de contournement de la digue par l'amont, lié à une échancrure (probable passage créé pour les curages de l'Ebron). Situation qui, de plus, s'avère ne pas correspondre à la digue historique qui venait au contact du versant.

- ⇒ L'AVP proposait alors de prolonger la digue vers l'amont jusqu'à la piste, selon la même géométrie. Notons que cette implantation se ferait en dehors du lit mineur (pas de modification du profil en travers en lit mineur) et correspondrait sensiblement à la digue historique (Cf. AVP RTM 2023).

1.3. Localisation

La digue objet de la présente note se localise en rive droite de l'Ebron entre les cotes 960 et 940 m.

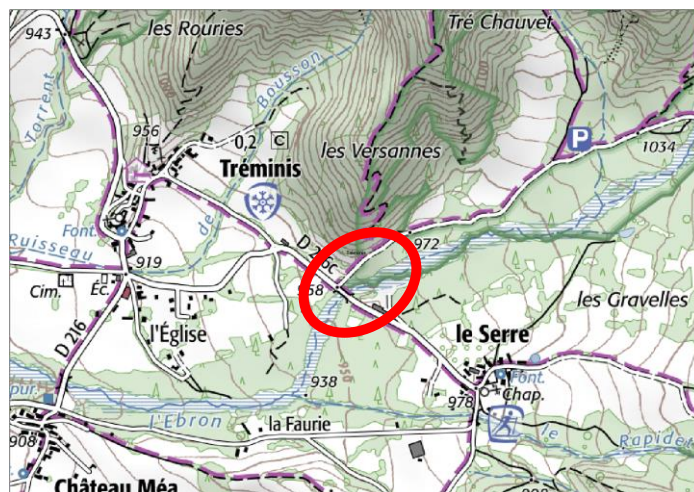


Figure 1 : Carte de localisation

Ainsi le système d'endiguement de l'Ebron est composé de 2 tronçons :

- Un tronçon en amont du pont du Serre (T6) anciennement domanial devenu gémapien en 2024 ;
- Un tronçon en aval du pont du Serre (T7) gémapien (anciennement communal).

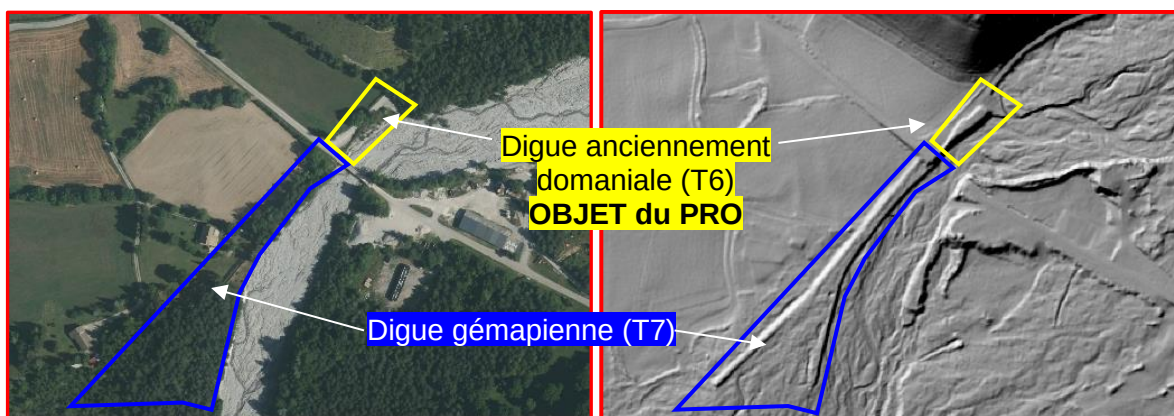


Figure 2 : Zoom de localisation

1.4. Documents de référence

Les sources documentaires utiles au présent AVP et disponibles au service RTM de l'Isère sont listées ci-après.

- ⇒ **ETRM**, 2016, Etude des risques torrentiels - Torrents de l'Ebron, du Rattier, de Pravert, des Chaberts, de la Ruine, du Rapidet, de Sauvey et de la Sagne ;
- ⇒ **GINGER CEBTP**, 2025, reconnaissances géotechniques dans le cadre de l'EDD de l'Ebron ;
- ⇒ **GINGER CEBTP**, 20254 Etude G2AVP du Pont du Serre ;
- ⇒ **Quadric (artelia)**, 2017, Etude de faisabilité de démolition du pont du Serre ;
- ⇒ **RTM**, 2023, AVP réfection digue RTM de l'Ebron ;
- ⇒ **RTM**, 2023-2025, Etude de Danger des digues de l'Ebron (**en cours**) ;
- ⇒ **RTM**, 2022, Etude hydraulique au niveau du pont du Serre (MOA : CD 38) ;
- ⇒ **RTM**, 2018, Etude du remplacement du pont du Serre (MOA : CD 38) ;
- ⇒ **RTM**, 2017, Etude de Bassin à Risque (EBR) du Grand Ferrand.

2. Rappels / synthèse de l'AVP et compléments PRO

2.1. Stratégie de protection

Le scénario de projet retenu est de type « crue centennale ». L'ouvrage proposé sera donc dimensionné avec les caractéristiques d'une crue centennale vis-à-vis de l'érosion externe et de la surverse, en considérant le fond de référence de 2023.

Il est important de noter que le risque de surverse est étroitement lié aux évolutions du lit au cours des crues, mais également au niveau initial du lit : un exhaussement progressif du lit va conduire à réduire la revanche hydraulique disponible au cours des crues. Un plan de gestion du lit de l'Ebron au droit du système d'endiguement est associé à l'Etude De Danger, cohérence avec le présent PRO, en vue de conserver le niveau de protection de la digue.

NB : l'hydraulique torrentielle présente de très nombreuses incertitudes c'est pourquoi il sera systématiquement choisi les valeurs « hautes » dans les parties ci-après de manière à rester sécuritaire.

Lien avec le niveau de protection défini au sein de l'EDD : il est à noter que le niveau de protection tel que défini dans l'EDD tient également compte du risque de surverse au droit du pont du Serre ou sur le tronçon de digue en aval du pont (tronçon non repris dans le cadre du présent PRO) et qui intervient avant la crue centennale. Ce niveau de protection est donc inférieur au niveau associé à une crue centennale.

2.2. Dimensionnement de l'ouvrage

Les paragraphes suivants, rappellent et synthétisent les points déterminants de l'AVP (Cf. AVP RTM 2023 si besoin des informations sources). Les principaux éléments de dimensionnement de l'AVP sont repris ici (ceux-ci n'ayant pas vocation à être repris compte tenu de leur développement détaillé dans l'AVP). Si des compléments à l'AVP sont proposés, ils sont reportés dans un encart gris. Les valeurs écrites **en bleu** sont celles qui sont retenues.

2.2.1. Hauteur de sollicitation de la protection

- Hauteur d'eau = 0.92 m (*Hs Fergusson avec L/h40*)
 - Hauteur de respiration = 2 m (*analyses statistiques des variations des niveaux*)
 - Hauteur des évolutions du fond = 0.3 m (*modélisation Evofond*)
 - Hauteur minimale de la protection = 3.22 m ($0.92\text{ m} + 2\text{ m} + 0.3\text{ m}$)
- ⇒ Hauteur retenue = **4 m** (« sur-hauteur » permettant de rester sécuritaire vis à vis des incertitudes).

2.2.2. Diamètre des blocs

- Vitesse considérée = 4.2 m/s (*avec facteur correction CNR 1.4 pour courbe extradados*)
- ⇒ Diamètre médian des blocs = **0.8 m** (*méthode Isbach avec facteur EWLane*)

[Complément] Test autre méthode dimensionnement blocs (méthode Shields) :

périmètre mouillé [P]	$P=L+2.h$	23.6	m
aire mouillée [A]	$A=L.h$	12.7	m ²
rayon hydraulique [R_h]	$R_h=A/P$	0.5	m
contrainte de cisaillement sur berge [τ]	$\tau=0.77.Yw.g.Rh.S$	244.2	N/m ²
Nombre critique de shield [τ_{c*}]	valeurs usuelles 0.03 à 0.047 possibilité d'utiliser $\tau_{c*}=0.56.S+0.021$	0.055	
Diamètre moyen selon Shields (en fond plat)	$D_{Sh} = \frac{\tau}{\tau_{c*} \cdot (Y_s - Y_w) \cdot g}$	0.30	m
Diamètre médian résultant	$D_m = D_{Sh} / F_{ewL}$	0.62	m

⇒ Diamètre inférieur à méthode Isbach. Proposition de garder valeur AVP (+ sécuritaire)

2.2.3. Epaisseur de la carapace

- Choix monocouche en blocs appareillés (dû au contexte de charriage hyperconcentré ≠ contexte hydraulique d'«eau claire»)
- Proposition AVP épaisseur carapace = 0,8 m

[Modification par rapport AVP] Recommandation coefficient de sécurité 1,3 :

Diamètre minimal	0.83 m	Masse minimale - M_{min}	864 kg
Diamètre d_{50}	1.04 m	Masse médiane - M_{50}	1687 kg
Diamètre maximal	1.25 m	Masse maximale - M_{max}	2916 kg
Classe blocs (selon l'EN 13383) :	HM 1000-3000	Epaisseur de la carapace	1.04 m

⇒ Epaisseur de la carapace finalement retenue = **1,04 m** (prise en compte recommandation coef de sécurité pour enrochement à 1 couche)

2.2.4. Épaisseur du sabot

- Affouillement prévisible = 1 m (méthode du LNHC et $\Delta_h = f_{P-y}$)
- Proposition AVP recharge sécuritaire et arbitraire de 2 m

[Complément] Test autre méthode dimensionnement sabot (EMV 2012) :

Epaisseur sabot = 3 fois le diamètre médian hydraulique

- Si $D_m = 0.8$ m (avec facteur EWL_{ane}) ⇒ Ep Sabot = 3 x 0.8 = 2.4 m
 - Si $D_m = 0.39$ m (sans facteur EWL_{ane} ce qui peut s'entendre pour sabot) ⇒ Ep Sabot = 3 x 0.39 = 1.17 m
- ⇒ L'épaisseur de 2 m proposée en AVP apparait bien ajustée (entre les 2 valeurs)

2.2.5. Largeur du sabot

- Largeur de recharge = **3 m** (valeur usuelle de 1,5 à 2 fois l'épaisseur du sabot ou l'affouillement prévisible).

2.2.6. Pente en long de la crête de digue

- Pente en long de la crête de digue de **6%**

3. Intégration des investigations complémentaires

3.1. Données géotechniques

3.1.1. Investigations réalisées

Depuis l'AVP RTM de 2023, deux études géotechniques ont été réalisées sur ce secteur :

- **[A]** Reconnaissances géotechniques dédiées à l'EDD de la digue de l'Ebron (réf n° RGR2.M.300-31), réalisées par GINGER CEBTP en 2025 (maitre d'ouvrage Symbhi, sur recommandations de l'AVP RTM 2023).

Cette étude a procédé au programme de reconnaissances suivant :

- *in-situ :*
 - 3 sondages à la pelle mécanique
 - 3 mesures de perméabilité pleine fouille (essai Matsuo)
- *en laboratoire :*
 - 3 classifications GTR (teneur en eau, granulométrie, valeur au bleu)
 - 3 essais de cisaillement.

- **[B]** Etude G2AVP du Pont du Serre (réf n° RGR2.L.472), réalisées par GINGER CEBTP en 2024 (maitre d'ouvrage Département de l'Isère) ;

Cette étude a procédé au programme de reconnaissances suivant :

- 6 sondages destructifs avec prélèvement de cuttings
- 74 essais pressiométriques
- 2 sondages carottés verticaux
- 2 sondages carottés horizontaux
- 2 tubes et suivis piézométriques

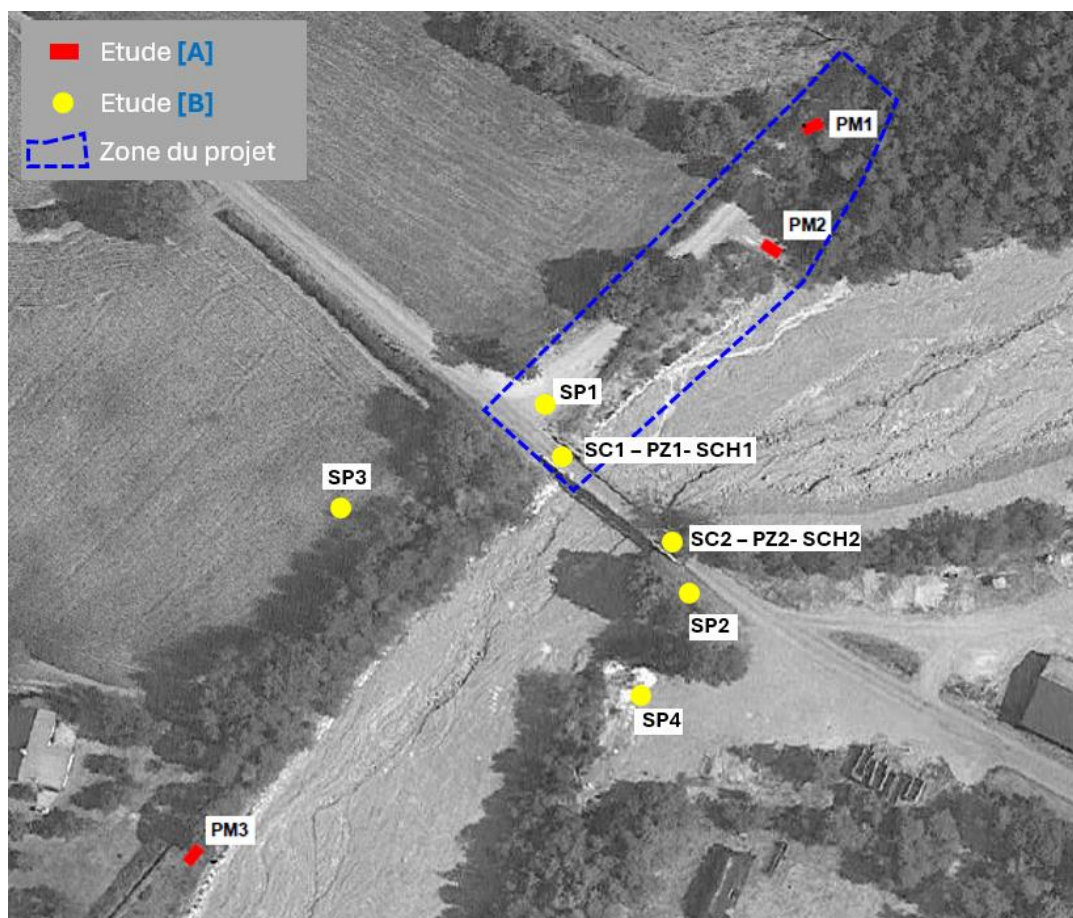


Figure 3 : implantation des investigations

Pour la suite de l'étude, seules les données relatives aux investigations comprises dans l'emprise « zone du projet » sur la Figure 3 seront considérées.

3.1.2. Synthèse des études géotechniques

3.1.2.1. Modèle géologique général

L'analyse et la synthèse des résultats des investigations réalisées ont permis de dresser la coupe lithologique schématique suivante :

Formation Remblais : Grave sablo-limoneuse [A & B]

Profondeur de la base : de 2,5 à 3,5 m selon les sondages.

Caractéristiques mécaniques :

- Pression limite (pl) : 0,16 à 0,92 MPa
- Module pressiométrique (EM) : 1,7 à 22,7 MPa

Formation n°1 : Grave sableuse grise à marron à lentilles limono-sableuses et blocs [A & B]

Des lentilles d'épaisseurs métrique à pluri-métriques sont présentes localement

Profondeur de la base :
- de >15,0 à 29,0 m au droit des sondages pressiométriques,
- de >5,0 à >8,0 m au droit des sondages carottés verticaux.

Caractéristiques mécaniques :

- Pression limite (pl) : 0,35 (lentilles) à >4,5 MPa
- Module pressiométrique (EM) : 2,0 (lentille) à >100 MPa

Formation n°2 : Substratum rocheux +/- altéré [B]

Profondeur du toit : 29,0 m au droit du sondage pressiométrique,

Caractéristiques mécaniques :

- Pression limite (pl) : >4,5 MPa
- Module pressiométrique (EM) : 91,3 à >100 MPa

3.1.2.2. Caractéristiques géomécaniques

Sondage	Etude	GTR	Angle frottement interne	Cohésion	Teneur en eau naturelle	Sous classe	Perméabilité
PM1	[A]	B4	37°	5 kPa	8.7%	B4m	8,2.10 ⁻⁵ m/s
PM2	[A]	B4	38°	9 kPa	7.6%	B4m	9,1.10 ⁻⁵ m/s
SP1	[B]	D3 (estimé)	30° (estimé)				

NB : les valeurs données par l'étude géotechnique sont issues du guide GTR2000. Le guide GTR a été mis à jour en 2024. Toutefois pour rester cohérent avec l'étude géotechnique et les pratiques encore usuelles, le référentiel utilisé restera sur la GTR1992.

3.1.2.3. Piézométrie, niveaux d'eau dans la nappe

Les niveaux d'eau relevés ont été rencontrés à une profondeur comprise :

- Au niveau du pont du Serre [B] :
 - entre 4,8 et 5,8 m (entre 952,7 et 954,2 mNGF) lors des reconnaissances d'octobre à décembre 2023.
 - entre 4,8 et 5,3 m (entre 953,7 et 954,2 mNGF) lors des reconnaissances de mars 2024.
- Au niveau du prolongement de digue projeté en amont et piste forestière [A] :
 - Entre 2,7 et 2,8 m lors des reconnaissances à la pelle en octobre 2024.

NB : Ces niveaux d'eau liées à la nappe d'accompagnement de l'Ebron sont fortement conditionnés par les étiages du torrent. Il est à noter que les niveaux d'eau dans le sol peuvent varier en fonction de la saison et de la pluviométrie. Les niveaux d'eau mesurés doivent donc être considérés à un instant donné.

3.2. Utilisation des données géotechniques

3.2.1. Dimensionnement de la couche de transition / géotextile

Les essais laboratoires et notamment les classements GTR permettent de définir la courbe granulométrique du sol (dimensions des particules correspondant à un passant cumulé de x% de la masse des particules). Cette donnée n'étant pas connue lors de l'AVP il est proposé un dimensionnement de la couche de transition selon les règles de Terzaghi.

Les valeurs d (berge/sol) se définissent sur la courbe granulométrique du sol (dx étant la dimensions des particules correspondant à un passant cumulé de x% de la masse des particules). Ces valeurs peuvent être déterminées par étude de sol ou géotechnique, ou par approche plus empirique (examen de terrain)		d_{15} (berge/sol)	0.1	cm	
		d_{85} (berge/sol)	10	cm	
Nécessité d'une transition si d_{85} (berge/sol) < 0.2 D_{15} (protection) :		Nécessité d'une couche de transition			
⚠ La nécessité de géotextile et/ou transition définie par calculs automatisés peut être contre argumentée selon les contextes					
Si couche de transition nécessaire		Vérification des 3 règles de Terzaghi :			
Proposition (calcul automatisé) :		1- Conditions de non entraînement des particules	Entre 2 matériaux uniformes : Si le matériau fin (d) est non uniforme :	$5.d_{50}$ (transition) < D_{50} (protection) < $10.d_{50}$ (transition) $0.1\text{mm} < D_{15}$ (protection) < $5.d_{85}$ (transition)	OK OK
Produit standard envisageable	CP 90/250 mm	2. Condition de perméabilité suffisante		D_{15} (transition) > $5.d_{15}$ (berge)	OK
Epaisseur minimale	0.34 m	3. Condition anti-ségrégation (filtre)		$2 < C_u$ (transition) [soit D_{60}/D_{10}] < 8	OK

Il sera retenu une couche de **0,34 m d'épaisseur de produit type CP90/250 mm**.

Préalablement à la pose des enrochements et de la couche de transition, un géotextile sera mis en place sur la berge terrassée pour assurer la fonction de transition.

Il s'agira d'un géotextile de filtration de type F80 ou équivalent, conçu pour des niveaux de sollicitation très élevés étant donné la taille des enrochements à poser (> 1 T). Ce géotextile comprend une couche de filtration et une couche de protection, mais nécessite tout de même d'être protégé pour des blocs > 1T.

3.2.2. Prise en compte des données géotechniques pour la réalisation du remblai

Les matériaux, ainsi que les procédures de mise en œuvre et de contrôle devront répondre aux recommandations « Caractéristiques des matériaux de remblais supports de fondations » du L.C.P.C. de 1980 et/ou au DTU 13.3.

Afin d'éviter l'apport de matériaux il est convenu de réutiliser les matériaux du site. D'après les études géotechniques précitées, le corps de digue actuelle (SP1 de l'étude [B]) est classifié D3 GTR et le terrain sous-jacent (PM1 et PM2 de l'étude [A]) est B4.

Les essais laboratoires de l'étude [A] permettent via les résultats de teneur en eau naturelle de définir la sous-classe de B4 :

Classement selon la nature			Classement selon l'état hydrique	
Paramètres de nature Deuxième niveau de classification	Sous classe fonction de la nature	Caractères principaux	Paramètres et valeurs de seuils retenus	Sous-classe
- tamisat à 80 µm ≤ 12% - tamisat à 2 mm ≤ 70% - VBS > 0,2 ou ES ≤ 25	B ₄ Graves argileuses (peu argileuses)...	La plasticité de leurs fines rend ces sols sensibles à l'eau. Ils sont plus graveleux que les sols B ₂ et leur fraction sableuse est plus faible. Pour cette raison, ils sont en général perméables. Ils réagissent assez rapidement aux variations de l'environnement hydrique et climatique (humidification - séchage). Lorsqu'ils sont extraits dans la nappe, il est assez peu probable, en climat océanique, que leur état hydrique puisse s'améliorer jusqu'à devenir "moyen". Leur emploi en couche de forme sans traitement avec des LH nécessite, par ailleurs, la mesure de leur résistance mécanique (Los Angeles, LA, et/ou Micro Deval en présence d'eau, MDE).	$IP \leq 7$ ou $w_n \geq 1,25 w_{OPN}$	B ₄ th
			$7 < IP \leq 15$ ou $1,10 w_{OPN} \leq w_n < 1,25 w_{OPN}$	B ₄ h
			$0,9 w_{OPN} \leq w_n < 1,10 w_{OPN}$	B ₄ m
			$0,6 w_{OPN} \leq w_n < 0,9 w_{OPN}$	B ₄ s
			$w_n < 0,6 w_{OPN}$	B ₄ ts

Figure 4 : extrait tableau classification GTR2000

Les conditions de réemploi de ces matériaux en remblais (selon GTR2000) sont détaillées ci-après :

Classe GTR	Conditions météo			
	Pluie forte	Pluie faible	Ni pluie, ni évaporation importante	Evaporation importante
B4m	Situation ne permettant pas la mise en remblai, avec des garanties de qualité suffisantes	Compactage moyen		Compactage intense ou arrosage avec compactage moyen
D3	Utilisation en toutes conditions avec compactage moyen			

Un contrôle régulier sera nécessaire au fur et à mesure de l'avancement de l'élévation du remblai. Ce contrôle est à prévoir à chaque couche unitaire d'apport, et au minimum tous les mètres d'épaisseur.

Un écrêtage des éléments supérieurs à 250 mm sera effectué sur site. Les blocs de diamètre supérieurs pourront être concassés puis réutilisés.

Le remblai sera mis en œuvre par couche de 0,3 m d'épaisseur maximum, et sera soigneusement compacté.

Après compactage Les critères de réception du remblai par essais à la plaque, selon le mode opératoire du L.C.P.C., devront être :

- $EV2 \geq 30 \text{ MPa}$,
- $EV2/EV1 \leq 2$

Il est considéré qu'après compactage à $EV2 = 30 \text{ Mpa}$, la cohésion du sol initial (relevé à 5kPa dans les essais labo) sera de l'ordre de 30 kPa.

Selon le compacteur utilisé les conditions de compactage devront appliquer les modalités ci-contre :

Compacteur		P1	P2	P3	V1	V2	V3		V4		V5	
Modalités												
B4	Q/S	0.045	0.070	0.100	0.035	0.055	0.085		0.115		0.140	
	e	0.25	0.35	0.50	0.20	0.35	0.30	0.50	0.30	0.70	0.35	0.85
	V	5.0	5.0	5.0	2.0	2.0	3.5	2.0	4.5	2.0	5.0	2.0
	N	6	5	5	6	7	4	6	3	7	3	7
	Q/L	225	350	500	70	110	300	170	520	230	700	280
D3	Q/S	0.060	0.090	0.130	0.045	0.070	0.105		0.140		0.175	
	e	0.25	0.35	0.50	0.25	0.40	0.30	0.65	0.35	0.85	0.40	1.05
	V	5.0	5.0	5.0	2.0	2.0	4.5	2.0	5.0	2.0	5.0	2.0
	N	5	4	4	6	6	3	7	3	7	3	6
	Q/L	300	450	650	90	140	475	210	700	280	875	350

Figure 5 : extrait tableau compactage GTR2000

3.2.3. Vérification des critères de rupture ou de défaillance de l'ouvrage

Les modes de rupture usuellement reconnus des digues en remblais sont présentés dans les recommandations du CFBR (Octobre 2015) « Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages et des digues en remblai ».

Echelle	Type	ELU
<i>Forces intergranulaires et hydrostatiques à l'échelle globale</i>	Cisaillement	Stabilité d'ensemble (glissement)
		Stabilité sismique sans montée de sous-pression
		Défaut de capacité portante (rupture par poinçonnement)
	Soulèvement du sol	Soulèvement hydraulique
<i>Forces hydrodynamiques à l'échelle globale</i>	Liquéfaction statique ou dynamique	Boulanges
		Liquéfaction
<i>Forces hydrodynamiques à l'échelle locale</i>	Érosion	Érosion interne
		Érosion de surverse
		Affouillement et érosion latérale

S'agissant ici d'un ouvrage « rustique », peu soumis aux contraintes hydrauliques (du fait de phénomènes torrentiels à fort transport solide) et de faible hauteur, les dimensions de l'ouvrage proposées en AVP et retenues au présent PRO relèvent des pratiques usuelles. Cependant afin de vérifier les critères de rupture ou de défaillance, il a été réalisé une série de calculs empiriques (détaillés en annexe) comme aide à la décision qui appuient le dire d'expert habituel sur ce type d'ouvrage (digue à vocation de protection de crue torrentielle).

3.2.3.1. Stabilité d'ensemble

Compte tenu des dimensions de la digue relativement larges (entre 4 et 8 m selon l'implantation), de l'homogénéité et des caractéristiques des matériaux prescrits pour sa conception (y compris modalités de compactage ci-avant présentées), de pentes de berge inférieures à un ratio 3H/2V, d'un parement au contact du torrent en enrochement, la stabilité d'ensemble est considérée comme bonne.

Afin de conforter cette position, il a été réalisé une analyse empirique via les facteurs de sécurité de Coulomb (simplifié) pour chaque cas de sollicitation (stabilité courante, stabilité au séisme, stabilité en cas de charge de crue, et stabilité en cas de charge « transit poids lourd sur la crête »). Cette analyse détaillée en annexe, bien qu'empirique, montre des facteurs de stabilité toujours très sécuritaires.

3.2.3.2. Stabilité sismique

Bien qu'il existe un risque de désordres sur l'ouvrage s'il est soumis à un séisme, il est considéré que la concomitance d'une crue torrentielle avec celle d'un séisme relève d'une très faible probabilité.

Ce facteur est donc surtout tributaire d'une bonne gestion de l'ouvrage post-séisme par le Gémapien (inspection ouvrage, reprise des éventuels désordres).

Un calcul empirique (proposé en annexe) montre de surcroît que même après séisme le facteur de sécurité approché via 2 méthodes (pseudo-statique ou Culmann) reste acceptable.

3.2.3.3. Capacité de portance

Dans le cas de digues de faible hauteur, sur un sol porteur homogène, la capacité de portance peut être considérée comme très largement suffisante.

Un calcul empirique de portance selon le principe de Terzaghi est proposé en annexe et montre un résultat caricaturalement élevé.

3.2.3.4. Soulèvement hydraulique

La nature des matériaux et surtout le type de sollicitations hydraulique (durée des hydrogrammes des différents scénarios) rendent peu probable la montée en pression interstitielle.

Un calcul empirique (cf. annexe) selon norme NF P 94-161-1 montre effectivement un facteur de sécurité élevé vis-à-vis de ce critère.

3.2.3.5. Boulance (flottabilité)

La configuration du système étudié ne présente a priori pas de possibilité de créer un gradient critique ascendant en pied de digue aval : les durées d'hydrogramme et par conséquent de mise en charge du système, associé à la largeur des ouvrages, induisent que le développement d'un gradient vertical permanent proche de la valeur critique en pied d'ouvrage côté aval sont peu probables.

Enfin, ce mode de rupture, dans le cas de scénario de sollicitation par l'aléa torrentiel n'intervient logiquement qu'après l'affouillement, l'érosion externe, la surverse et induit le développement d'un flux à travers l'ouvrage ou sa fondation (et donc constitue une étape finale de l'érosion interne).

Une approche empirique (Cf. Annexe) se basant sur le ratio poids de digue sur poussée d'Archimède confirme cette position.

3.2.3.6. Liquéfaction

Compte tenu de la présence d'une fraction fine potentiellement sensible au phénomène de liquéfaction dans les matériaux constitutifs du corps de digue (matériaux alluvionnaires non consolidés, de type sables et graves limoneux et des fondations des ouvrages (matériaux alluvionnaires du cône de déjection), le risque d'apparition de mécanisme de liquéfaction sous contraintes dynamiques (ie. sous séismes) ne peut être exclu.

Toutefois, il est considéré que la concomitance d'une crue torrentielle avec celle d'un séisme relève d'une très faible probabilité.

Ce facteur est donc surtout tributaire d'une bonne gestion de l'ouvrage post-séisme par le Gémapien (inspection ouvrage, reprise des éventuels désordres).

Il est proposé en annexe une vérification empirique du risque selon méthode de Seed & Idriss (1971), mise à jour par Youd et al. (2001). Celle-ci considère que le risque est négligeable.

3.2.3.7. Erosion interne

Dans le cas l'Ebron, les hydrogrammes de crues, et donc les durées de mise en charge, restent limitées dans le temps (crues torrentielles courtes, au maximum 36 heures). Par conséquent, les variations de pressions interstitielles au sein de l'ouvrage apparaissent particulièrement limitées et le risque de rupture d'ensemble devient alors faible. Par ailleurs, l'ouvrage disposera d'une carapace couplée à une couche de transition et un géotextile. Ce type d'aménagement limite considérablement les érosions internes.

Il est proposé en annexe une vérification empirique selon deux méthodes (gradient de pression critique et distance parcourue). Les deux approches informent sur une mise en place d'un flux peu probable.

3.2.3.8. Erosion externe

L'ouvrage a été dimensionné dans l'AVP et repris dans le PRO (Cf. AVP et §2 du présent

document), en considérant les diverses contraintes d'érosion externe : vitesse d'écoulement en Q100, géométrie « lissée » pour ne pas générer de turbulence ou points d'impact, resserrement lié au pont du Serre, etc.)

Il demeure néanmoins toujours un risque d'érosion/affouillement lié à des facteurs extérieurs (flottants, dépôts modifiant les conditions d'écoulement, etc.), inhérent au caractère torrentiel des écoulements. Cependant ces derniers relèvent davantage de la gestion courante du dispositif par le gestionnaire.

3.2.3.9. Surverse

Pour des ouvrages en remblais, conçus sans dispositif de déversement spécifique, une surverse va entraîner une érosion du parement aval et potentiellement l'ouverture d'une brèche. Néanmoins, en contexte torrentiel, cette notion de sur-aléa disparaît généralement. La surverse est en effet la conséquence d'un exhaussement majeur du lit, mais les hauteurs d'eau restent faibles et aucun volume d'eau n'est stocké au sein du lit. En cas de surverse et d'ouverture éventuelle de brèche, la situation est similaire à ce qu'elle aurait été sans digue, avec un écoulement liquide et solide qui va se produire à l'arrière de la digue, avec des caractéristiques similaires à l'écoulement qui aurait eu lieu sans digues.

Par ailleurs, l'ouvrage a été dimensionné dans l'AVP et repris dans le PRO (Cf. AVP et §2 du présent document), en considérant les hauteurs de sollicitation de la digue pour une Q100 (=3,22m). L'ouvrage proposé dispose d'une hauteur utile de 4 m, soit 0,8 m au-dessus de la hauteur sollicitée en Q100 ce qui apparaît sécuritaire.

Il demeure néanmoins, toujours un risque de surverse si le niveau du lit est excessivement réhaussé par rapport aux cotes projet. A ce titre, et afin de limiter un engravement excessif du lit qui augmenterait significativement le risque de surverse, un plan de gestion du lit de l'Ebron sera mis en œuvre pour garantir le niveau de protection défini dans l'Etude De Danger.

Il est également à noter qu'à ce jour, le risque de débordement vers la zone protégée est principalement lié au risque de mise en charge du pont du Serre, qui se manifesterait avant une éventuelle surverse par-dessus la digue.

4. Dispositions constructives

4.1. Terrassements

4.1.1. Préparation du site

Les terrains assiette du projet devront être en assec. Un batardeau devra être aménagé tout le long de la zone de travaux.

Les campagnes géotechniques montrent que les fouilles devraient en principe être hors nappe. Cependant, des venues d'eau peuvent apparaître exceptionnellement en cours de terrassement. Elles seront alors collectées en périphérie et évacuées en dehors de la fouille.

4.1.2. Décapage et préparation des fouilles

Toute végétation arbustive sera d'abord supprimée et évacuée.

La terre végétale sera totalement décapée.

Après déblai, la fouille sera compactée avec l'objectif :

- $EV2 \geq 30 \text{ MPa}$,
- $EV2/EV1 \leq 2$

4.1.3. Réalisation du remblai

Afin d'éviter l'apport de matériaux il est convenu de réutiliser les matériaux du site.

Les conditions de réemploi et de compactage de ces matériaux en remblais sont détaillées au paragraphe 3.2.2.

Un contrôle régulier sera nécessaire au fur et à mesure de l'avancement de l'élévation du remblai. Ce contrôle est à prévoir à chaque couche unitaire d'apport, et au minimum tous les mètres d'épaisseur.

Un écrêtage des éléments supérieurs à 250 mm sera effectué sur site. Les blocs de diamètre supérieurs pourront être concassés puis réutilisés.

Le remblai sera mis en œuvre par couche de 0,3 m d'épaisseur maximum, et sera soigneusement compactés.

Le compactage devra être contrôlé par des essais à la plaque. Pour rappel les objectifs de compactage du remblai sont :

- $EV2 \geq 30 \text{ MPa}$,
- $EV2/EV1 \leq 2$

4.1.4. Protection par carapace en enrochements appareillés

Il est retenu le principe d'une protection constituée d'une seule couche de gros blocs soigneusement appareillés à la pince.

Un bon appareillage des blocs entre eux nécessite un assèchement suffisant de la fouille, donc de travailler en assec.

L'épaisseur de la protection sera de 1.04 m.

La mise en place d'enrochements appareillés requiert une étendue granulométrique plus resserrée que dans le cas d'enrochements libres ; on recherche donc un faible écart entre le diamètre maximal et le diamètre minimal proche de 1,5.

On retient donc pour l'approvisionnement des blocs de la carapace une fourchette exprimée en masse comprise entre 1T et 3T soit relevant de la catégorie HMA1000/3000 selon la norme NF EN 13383.

Les blocs seront posés à la pince un par un en les sélectionnant et en les orientant avec soin.

Les premiers blocs seront appareillés depuis la base du talus correspond au niveau bas du sabot. Chaque bloc sera sélectionné par le pelliste pour réduire les vides et obtenir un parement régulier en évitant les protubérances. Les blocs ainsi sélectionnés seront correctement butés sur les précédents.

4.1.5. Sabot de pied

Les blocs difformes ou trop gros qui ne permettent pas d'assurer un rendu régulier seront utilisés pour la création du sabot en pied.

Le sabot (ou recharge) de pied sera constitué de deux ou trois épaisseurs de blocs du même diamètre que le parement, soit une épaisseur d'environ 2 m. Ils seront déposés en vrac devant la couche d'enrochements appareillés, au fur et à mesure de l'avancement. Un agencement de ces derniers est inutile puisqu'ils ont pour vocation à bouger et se réagencer en cas d'affouillement.

4.1.6. Géotextile et couche de transition

Préalablement à la pose des enrochements, un géotextile sera mis en place sur la berge terrassée pour assurer la fonction de transition.

Il s'agira d'un géotextile de filtration de type F80 ou équivalent.

Ce géotextile sera recouvert d'une couche de matériaux pour assurer une répartition des contraintes et protéger le géotextile contre les UV. Ce matériau doit respecter la condition de transition granulométrique vis-à-vis des enrochements pour ne pas être emporté à la décrue. Il est retenu des matériaux de type CP90/250mm

Le matériau utilisé pourra éventuellement être prélevé sur les bancs alluvionnaires à proximité du site des travaux en criblant.

4.2. Dimensions résultantes

Compte tenu de ce qui précède, l'ouvrage disposera de la géométrie et des dimensions suivantes :

Remblai	Longueur de digue	115 m
	Longueur au contact du cours d'eau	90 m (linéaire avec carapace en enrochement)
	Pente en long	6%
	Composition	Remblai en matériaux du site : Type B4m et D3 avec objectifs compactage EV2 30 Mpa
Talus aval (=côté piste)	Hauteur	Selon TN
	Pente	3H/2V
	Composition	Matériaux du site (cf. remblai)
Crête	Largeur	> 4 m (entre 4 et 8 m selon l'implantation)
	Composition	Remblai en matériaux du site (cf. remblai)
Talus amont (= côté Ebron)	Hauteur	4 m
	Pente	3H/2V
	Composition	- Enrochement <u>appareillé</u> (épaisseur de blocs $\approx$ 1,04m) type HM100-3000 - Couche de transition (épaisseur 0.34m) type CP90/250 - Géotextile F80 protégé
Sabot	Profondeur	2 m
	Largeur	3 m
	Composition	Enrochement <u>libre</u> (2 à 3 épaisseurs de blocs) type HM100-3000

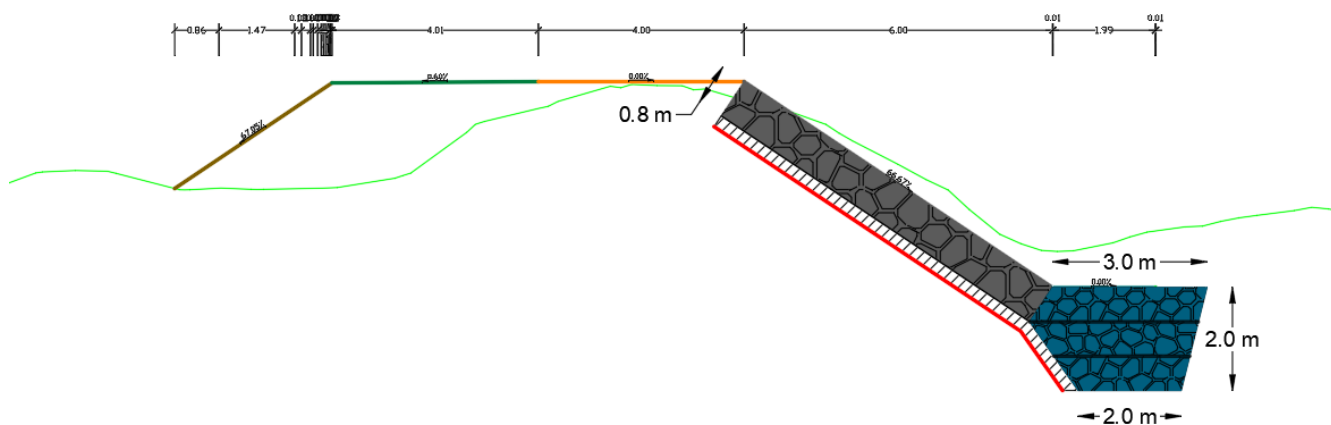


Figure 6 : profil type

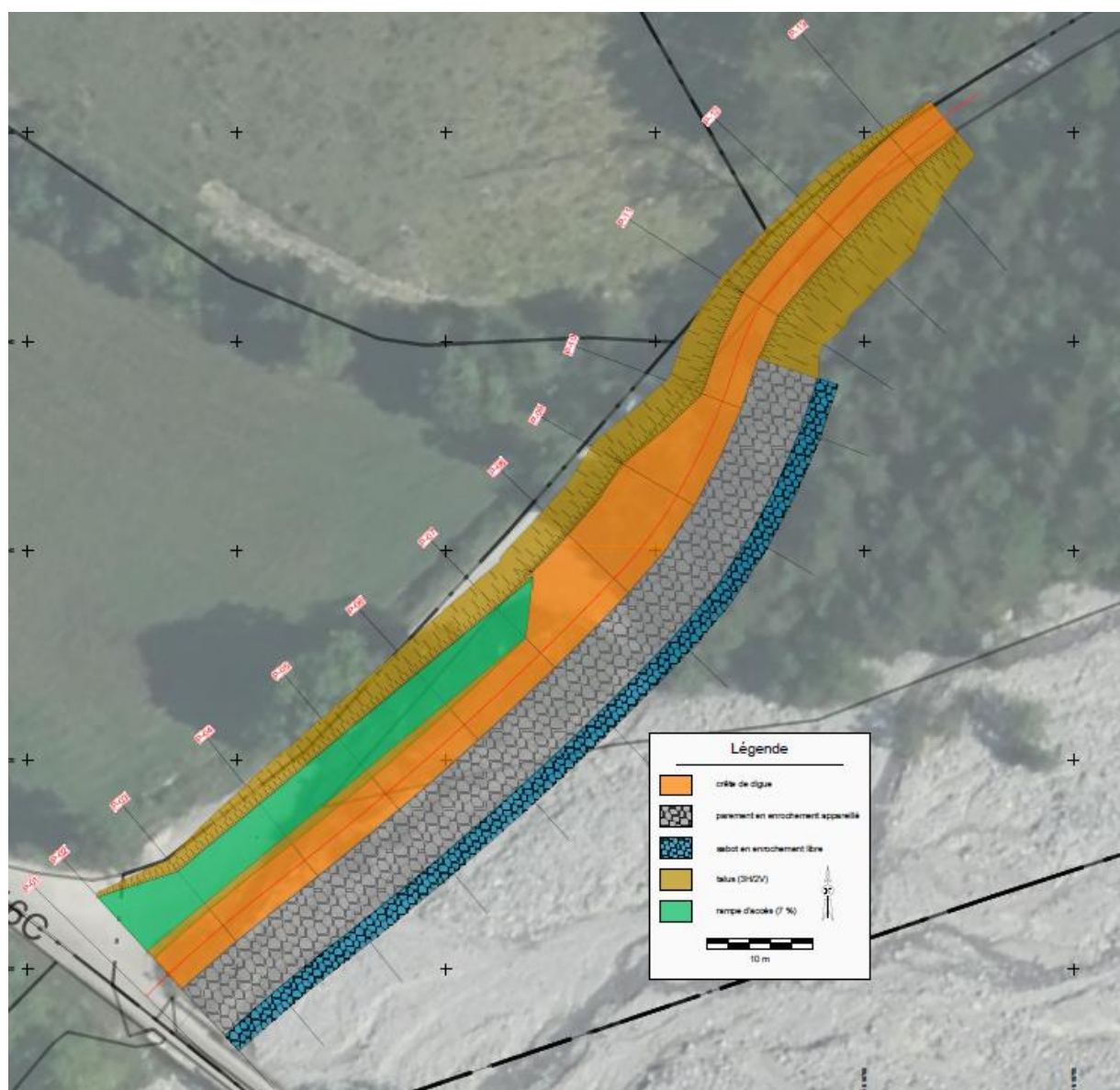


Figure 7 : plan de masse de l'ouvrage proposé

5. Chiffrage du projet

NB : les prix donnés ci-après restent estimatifs.

Leur établissement est basé sur les constats des chantiers similaires dans la même zone géographique de ces 2 dernières années.

Le prix des travaux publics étant grandement variables, les montant proposés ne sont évidemment pas contractuels

Article	Désignation	Unité	Quantité	Prix Unitaire	Montant
I	Travaux préparatoires				
1.1	Démarches préparatoires (PAQ, DAF, PPSPS, DICT)	Forfait	1	2 000.00 €	2 000.00 €
1.2	Installation et repli	Forfait	1	5 000.00 €	5 000.00 €
1.3	Dérivation cours d'eau	Forfait	1	5 000.00 €	5 000.00 €
1.4	Elimination de la végétation	Forfait	1	1 000.00 €	1 000.00 €
II	Terrassements				
2.1	Déblai (destruction ouvrage existant et création des fouilles)	m³	1410	8.50 €	12 000.00 €
2.2	Remblai en matériaux du site triés y compris leur compactage	m³	1550	15.00 €	23 250.00 €
2.3	Essai à la plaque	u	10	150.00 €	1 500.00 €
III	Mise en œuvre de matériaux				
3.1	Fourniture et pose à la pince d'enrochements secs (1T - 3T) soigneusement appareillés	m³	870	120.00 €	104 400.00 €
3.2	Fourniture et pose d'enrochements secs libres simplement arrangés (1T - 3T) pour confection du sabot de pied	m³	305	90.00 €	27 450.00 €
3.3	Fourniture et pose de géotextile (type F80 ou équivalent)	m²	650	8.00 €	5 200.00 €
3.4	Couche de protection du géotextile par prélèvement et criblage de matériaux sur place	m³	220	20.00 €	4 400.00 €
IV	Divers				
4.1	Remise en état du site et des abords	Forfait	1	1 000.00 €	1 000.00 €
4.2	Dossier de récolement	Forfait	1	1 500.00 €	1 500.00 €
TOTAL HT					193 700.00 €
TOTAL TTC					232 440.00 €

6. Date et durée prévisionnelles des travaux

La date de démarrage dépendra intégralement de l'avancée du dossier administratif et réglementaire.

Les travaux devront être réalisés sur une période estivale conformément à la loi sur l'eau pour les travaux dans les torrents classés « cours d'eau » (soit entre le 1^{er} mai et le 30 septembre). Cela permettra par ailleurs de travailler en assec ce qui facilitera le chantier notamment pour la réalisation des fouilles et du sabot.

La durée du chantier est estimée à 2-4 mois. Le chronogramme suivant présente le planning prévisionnel pour la phase de chantier. Celle-ci est indicative et dépendra des aléas de chantiers (climatique notamment), de la présence de périodes de congés, etc.

	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10	S11	S12	S13	S14	S15
Démarches préparatoires (PAG, DICT, PPSPS, etc.)															
Installation de chantier															
Débroussaillage et préparation des emprises (décapage terre végétale, etc.)															
Mise en œuvre de batardeau															
Mise en œuvre de la digue, réalisée à l'avancement	Fouille														
	Remblai														
	Enrochement														
Réception - DOE															

7. Contraintes

7.1. Foncier

Les parcelles concernées par le projet sont soit domaniale (A1034), soit non cadastrées (chemin/piste et cours d'eau relevant du domaine public).

L'emprise des travaux projetés est intégralement dans le périmètre domanial (limite en rouge sur le plan ci-après).

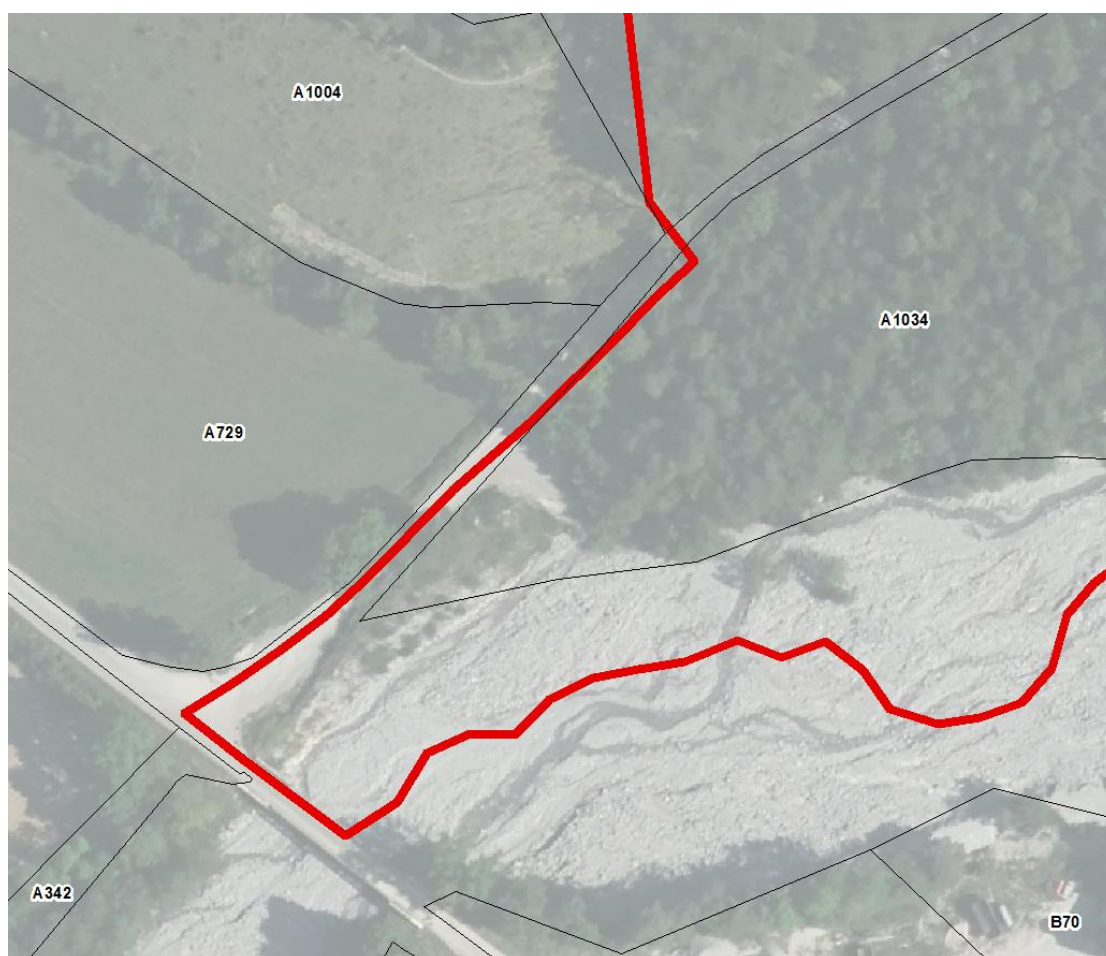


Figure 8 : foncier

7.2. Réseaux

Une déclaration de travaux a été réalisée lors de l'AVP (DT 2023051205716D5A). Aucun réseau n'est connu sur la zone des travaux projeté.

Attention : des réseaux AEP et EU existent sous le pont du Serre.

7.3. Piste forestière

La digue projetée va s'étendre sur la piste forestière du Grand Ferrand. La piste est actuellement carrossable et relativement empruntée (camions et semi-remorques) du fait de la présence d'une plage de dépôt en amont avec une plateforme de revalorisation des matériaux. Cet accès doit impérativement être maintenu. L'ouvrage devra donc considérer cet aspect.

La piste devra être réaménagée avec une rampe à pente modérée (adaptée aux semi-remorques : ≈6%).

7.4. Focus sur le Pont du Serre

Pour rappel, un remplacement du pont du Serre était initialement prévu par le CD38, avant la réalisation des travaux de confortement de la digue.

A la date de rédaction du présent PRO, les informations communiquées par le CD38 vont plutôt vers un report, voire un abandon du projet. Dans ces conditions, les travaux ici présentés ne tiennent pas compte d'une éventuelle modification du pont du Serre.

Notons que la question de ce pont est relativement déterminante dans le système d'endiguement. Il est vivement recommandé au Symbhi de suivre de près l'évolution du dossier.

7.5. Contraintes environnementales et d'urbanismes

7.5.1. Zonages environnementaux

La zone du projet est concernée par une Zone Naturelle d'Intérêt Écologique, Faunistique et Floristique (ZNIEFF) de type 2 : Ensemble fonctionnel de la vallée du Drac et de ses affluents à l'amont de Notre Dame de Commiers (Id_org : 3828, id_mnhn : 820003756). Ce classement ne devrait pas avoir spécialement d'incidence sur le projet.

7.5.2. Défrichement

Le projet nécessitera l'abattage d'environ 300 m² d'espace actuellement boisé pour le prolongement de la digue vers l'amont.

La réglementation sur le défrichement ne s'applique pas aux forêts domaniales de l'Etat.

Une formalisation de la destruction de l'état boisé sera effectuée auprès du service gestion de l'ONF.

7.5.3. Loi sur l'eau

Notre lecture de la nomenclature IOTA (article R.214-1 du code de l'environnement) considère que les travaux envisagés concernent (ou non) les rubriques suivantes :

Rubrique	Intitulé de la rubrique	Volume du projet et/ou justification que le projet n'est pas concerné	Régime résultant
3.1.1.0.	Installations, ouvrages, remblais et épis, dans le lit mineur d'un cours d'eau, constituant : 1° Un obstacle à l'écoulement des crues (A) ; 2° Un obstacle à la continuité écologique : a) Entraînant une différence de niveau supérieure ou égale à 50 cm, pour le débit moyen annuel de la ligne d'eau entre l'amont et l'aval de l'ouvrage ou de l'installation (A) ; b) Entraînant une différence de niveau supérieure à 20 cm mais inférieure à 50 cm pour le débit moyen annuel de la ligne d'eau entre l'amont et l'aval de l'ouvrage ou de l'installation (D) . Au sens de la présente rubrique, la continuité écologique des cours d'eau se définit par la libre circulation des espèces biologiques et par le bon déroulement du transport naturel des sédiments.	Ouvrage ne formant pas un obstacle	Sans objet
3.1.2.0.	Installations, ouvrages, travaux ou activités conduisant à modifier le profil en long ou le profil en travers du lit mineur d'un cours d'eau, à l'exclusion de ceux visés à la rubrique 3.1.4.0, ou conduisant à la dérivation d'un cours d'eau : 1° Sur une longueur de cours d'eau supérieure ou égale à 100 m (A) ; 2° Sur une longueur de cours d'eau inférieure à 100 m (D) . Le lit mineur d'un cours d'eau est l'espace recouvert par les eaux coulant à pleins bords avant débordement.	Longueur traitée au contact du lit mineur de 80 ml NB : projet à priori concerné aussi par 3.1.4.0	D
3.1.4.0.	Consolidation ou protection des berges, à l'exclusion des canaux artificiels, par des techniques autres que végétales vivantes : 1° Sur une longueur supérieure ou égale à 200 m [A] 2° Sur une longueur supérieure ou égale à 20 m mais inférieure à 200 m [D]	Longueur traitée au contact du lit mineur de 80 ml	D
3.1.5.0.	Installations, ouvrages, travaux ou activités, dans le lit mineur d'un cours d'eau, étant de nature à détruire les frayères, les zones de croissance ou les zones d'alimentation de la faune piscicole, des crustacés et des batraciens, ou dans le lit majeur d'un cours d'eau, étant de nature à détruire les frayères de brochet : 1° Destruction de plus de 200 m ² de frayères (A) ; 2° Dans les autres cas (D) .	Pas de destruction de frayère (zone minérale)	Sans objet
3.2.1.0	Entretien de cours d'eau ou de canaux, à l'exclusion de l'entretien visé à l'article L.215-14 réalisé par le propriétaire riverain, des dragages visés à la rubrique 4.1.3.0 et de l'entretien des ouvrages visés à la rubrique 2.1.5.0, le volume des sédiments extraits étant au cours d'une année : 1° Supérieur à 2 000 m ³ [A] 2° Inférieur ou égal à 2 000 m ³ dont la teneur des sédiments extraits est supérieure ou égale au niveau de référence S1 [A] 3° Inférieur ou égal à 2 000 m ³ dont la teneur des sédiments extraits est inférieure au niveau de référence S1 [D]	Volume prélevé et réutilisé estimé à 1700 m³	D
3.2.2.0.	Installations, ouvrages, remblais dans le lit majeur d'un cours d'eau : 1° Surface soustraite supérieure ou égale à 10 000 m ² (A) ; 2° Surface soustraite supérieure ou égale à 400 m ² et inférieure à 10 000 m ² (D) . Au sens de la présente rubrique, le lit majeur du cours d'eau est la zone naturellement inondable par la plus forte crue connue ou par la crue centennale si celle-ci est supérieure. La surface soustraite est la surface soustraite à l'expansion des crues du fait de l'existence de l'installation ou ouvrage, y compris la surface occupée par l'installation, l'ouvrage ou le remblai dans le lit majeur.	Surface estimé à 1000 m²	D
3.2.6.0.	Ouvrages construits ou aménagés en vue de prévenir les inondations et les submersions : -système d'endiguement au sens de l'article R. 562-13 (A) ; -aménagement hydraulique au sens de l'article R. 562-18 (A) ;	Ouvrage ayant vocation à être déclaré système d'endiguement (non déclaré à ce stade)	A ?

7.5.4. Evaluation environnementale

Le tableau annexé à l'article R122-2 du code de l'environnement définit les projets soumis à évaluation environnementale et/ou examen au cas par cas.

N° catégorie et intitulé de projet	Situation projet	Analyse/lecture
10. Canalisation et régularisation des cours d'eau. Ouvrages de canalisation, de reprofilage et de régularisation des cours d'eau s'ils entraînent une artificialisation du milieu sous les conditions de respecter les critères et seuils suivants : - installations, ouvrages, travaux ou activités conduisant à modifier le profil en long ou le profil en travers du lit mineur d'un cours d'eau sur une longueur de cours d'eau supérieure ou égale à 100 m ; - consolidation ou protection des berges, par des techniques autres que végétales vivantes sur une longueur supérieure ou égale à 200 m ; - installations, ouvrages, travaux ou activités, dans le lit mineur d'un cours d'eau, étant de nature à détruire les frayères, les zones de croissance ou les zones d'alimentation de la faune piscicole, des crustacés et des batraciens, ou dans le lit majeur d'un cours d'eau, étant de nature à détruire les frayères de brochet pour la destruction de plus de 200 m² de frayères ; - installations, ouvrages, travaux ou activités conduisant à la dérivation d'un cours d'eau sur une longueur supérieure ou égale à 100 m	Longueur de cours d'eau concernée de 80 ml	Non concerné
21. Barrages et autres installations destinées à retenir les eaux ou à les stocker e) Ouvrages construits ou aménagés en vue de prévenir les inondations et les submersions tels que les systèmes d'endiguement au sens de l'article R. 562-13 du code de l'environnement.	Ouvrage ayant vocation à être classé en système d'endiguement	Cas par cas
39. Travaux, constructions et opérations d'aménagement	Surface hors critères	Non concerné
47. Premiers boisements et déboisements en vue de la reconversion de sols. b) Autres déboisements en vue de la reconversion des sols, portant sur une superficie totale, même fragmentée, de plus de 0,5 hectare.	Surface hors critères	Non concerné

7.5.5. Code de l'urbanisme

L'article R421-19 du Code de l'Urbanisme, impose la délivrance d'un permis d'aménager pour les travaux d'affouillement et d'exhaussement du sol, dont la hauteur, s'il s'agit d'un exhaussement, ou la profondeur dans le cas d'un affouillement, excède deux mètres et qui portent sur une superficie supérieure ou égale à deux hectares.

Dans le cas présent les exhaussements et les affouillements pourront localement dépasser la hauteur de 2 m mais la surface totale d'emprise est inférieure à 2 ha. Le projet n'est donc pas soumis à permis. Le projet devra toutefois faire l'objet d'une déclaration préalable au titre de l'article R421-23 du code de l'Urbanisme car les affouillements et les exhaussements dépassent les 2 m et concernant une superficie supérieure à 100 m².

8. Incidences des travaux et mesures environnementales

8.1. Incidences du projet sur l'aléa de l'Ebron

Pour la reprise de la digue existante : les travaux ne modifieront pas les sections hydrauliques de l'Ebron, puisqu'ils visent à reconstituer la digue actuelle. Les sabots de pied seront construits au niveau actuel des fonds. Le niveau de la crête de digue sera sensiblement identique à celle existante, seul l'état du parement sera modifié. Ni le profil en long, ni les profils en travers ne seront ainsi modifiés.

Pour le prolongement de la digue : les travaux ne modifieront là aussi pas les conditions d'écoulements normaux puisque cette partie ne concerne pas le lit actif. En revanche, ils amélioreront considérablement l'existant : il existe en effet aujourd'hui des points potentiels de débordement amont, qui pourraient entraîner un contournement de l'ouvrage et des venues d'eau vers la zone protégée par la digue. Le prolongement de l'ouvrage vers l'amont permet de supprimer ce risque de contournement et donc d'améliorer la fonction de protection de l'ouvrage.

Les linéaires traités étant relativement peu étendus, l'impact restera imperceptible sur les conditions d'écoulement et sur la ligne d'eau.

Le risque de rupture de digues par érosion externe sera réduit sur les seuls tronçons confortés.

8.2. Conditions de réalisation des travaux

8.2.1. Accès au chantier

Les accès sont aisés depuis la RD216c puis la piste forestière. L'accès peut s'effectuer sans traverser le torrent.

8.2.2. Enlèvement de la végétation

Aucune atteinte ne sera portée à la végétation située hors de l'emprise des ouvrages, des accès ou des aires de travail ou de stockage prévus. Seul l'abattage des arbres désignés par le maître d'œuvre sera autorisé. Aucune atteinte ne sera portée aux autres arbres.

8.2.3. Dérivation des eaux

Le chantier nécessitera de dériver les eaux de l'Ebron sur sa rive gauche. La mise en œuvre d'un parement en enrochements appareillés nécessite de travailler au sec pour pouvoir bien caler les blocs entre eux.

Cette dérivation sera réalisée depuis l'amont en utilisant les matériaux du lit afin d'isoler le chantier.

La dérivation sera enlevée en fin de chantier.

En cas de crue, le fond de fouille pourra être inondé. Compte-tenu de la nature des sols du site et de leur forte perméabilité, un assèchement du fond de fouille par pompage n'est pas envisageable (débit de pompage trop important pour peu de rabattement). Les éventuelles venues d'eau devront être drainées.

8.2.4. Conditions météorologiques

Les travaux devront impérativement être stoppés en cas d'orage, fortes pluies, ou précipitations prolongées. En effet, les dispositions constructives du remblai ne peuvent pas être correctement mises en œuvre sur des terrains humides.

8.2.5. Mesures pour éviter une pollution des eaux

Stockage des engins et matériels de chantier :

Afin de limiter les risques de transport de matériaux et matériels, de dégâts à ceux-ci ou de préjudice à l'environnement, par les crues, les engins, matériels et matériaux de chantier seront évacués du lit de l'Ebron ou de ses abords tous les soirs. L'entreprise devra être vigilante sur les conditions météorologiques qu'elle prendra chaque jour auprès des services de Météo-France ; elle prendra toutes dispositions pour évacuer rapidement le chantier si la menace de précipitations pluvieuses est effective.

Vis-à-vis des carburants - lubrifiants ou autres substances indésirables :

Ils seront stockés en conteneurs étanches posés sur un sol plane, propre et stable. A l'issue des travaux le site du chantier devra être débarrassé de toutes traces ou sous-produits. Les opérations de nettoyage, de réparation, de ravitaillement des engins et du matériel ne pourront se faire que sur les aires de stationnement prévues ; ces aires devront se situer en retrait du lit et des berges afin d'éviter d'éventuels déversements de polluants.

9. Entretien et suivi des ouvrages

9.1. Suivi des ouvrages

Il est préconisé de procéder à une inspection visuelle régulière des ouvrages pour détecter les éventuels désordres à leurs prémisses.

Une visite complémentaire est souhaitable après chaque crue significative (période de retour supérieure à 5 ans) pour s'assurer que les ouvrages n'ont pas subi de dommage.

Ces modalités de suivis sont par ailleurs décrites et analysés au sein de l'Etude De Danger.

Les principaux points à surveiller sont :

- *Sur la modification de facteurs externes :*
 - *Dépôt dans le lit de l'Ebron (rehausse du fond du lit)*
 - *Présence d'embâcles (notamment au droit du pont)*
- *Sur les aspects structurels :*
 - *L'érosion du remblai (érosion interne)*
 - *L'érosion de l'enrochement (blocs désolidarisés, érosion externe)*
 - *L'état des remblais (tassement, fissuration)*

9.2. Entretien des ouvrages

9.2.1. Entretien courant

Il est vivement recommandé de ne pas laisser s'installer une végétation arbustive – surtout dans le corps de l'enrochement. Un débroussaillage tous les trois ans apparait un minimum.

Par ailleurs, le bon fonctionnement de l'ouvrage étant intimement lié à l'absence de dépôts dans le lit de l'Ebron, il apparait nécessaire que le maître d'ouvrage mette en place un plan de gestion dont la validité pourra s'étendre à 10 ans. Celui-ci définira notamment les fréquences de curages, les volumes à extraire, la pente du fond de lit à respecter, la cote de déclenchement des curages, etc. Des repères sur la digue pourront utilement être installés pour l'aide à la décision.

Ces éléments sont largement décrits dans l'Etude De Danger et le plan de gestion du lit de l'Ebron qui lui est associé.

9.2.2. Entretien ponctuel

Les ouvrages sont constitués de matériaux rustiques et robustes (enrochements). Ils sont donc très résistants et peu soumis à l'érosion. Il n'y a donc pas de périodicité d'entretien définie. Les interventions d'entretien dépendront des observations faites lors du suivi annuel. Le remblai peut éventuellement se tasser avec le temps. Dans ce cas une recharge pourra être envisagée.

10. Annexe

10.1.1. Vérification des critères de rupture ou de défaillance de l'ouvrage

10.1.1.1. Stabilité d'ensemble

Il apparaît peu probable d'avoir une crue simultanée à un séisme. Il est donc proposé d'analyser via les facteurs de sécurité de Coulomb (simplifié) pour chaque cas de manière indépendante. Notons que la digue ayant vocation à être ponctuellement circulée par des camions, ce cas a également été analysé.

Données d'entrées			
Hauteur digue	H	4 m	
Largeur crête	L	4 m	
Hauteur max de digue sollicitée	Heau	3.2 m	
Pente talus digue	θ	33.7 °	
Masse volumique sol	γ_{sol}	22 kN/m ³	
Cohésion (après travaux avec compactage)	c	30 kPa	
Angle frottement enrochement appareillé	ϕ	45 °	
Masse volumique eau	γ_{eau}	9.81 kN/m ³	
Longueur horizontale de la base du triangle (Lhor)	$L_{hor} = H \times \cot(\theta)$	6.0 m	
Aire du triangle du coin glissant (A)	$A = 1/2 \times H \times L_{hor}$	12.0 m ²	
Poids du coin de glissement (W)	$W = A \times \gamma_{sol}$	263.9 kN	
Longueur du plan de glissement (hypoténuse L)	$L = \sqrt{H^2 + L_{hor}^2}$	7.2 m	
Stabilité courante			
Facteur sécurité Coulomb (simplifié)	$FS = \frac{c \cdot L + W \cdot \cos\theta \cdot \tan\phi}{W \cdot \sin\theta}$	3.0	stabilité assurée
Stabilité cas séisme			
Coéfficient sismique horizontal kh	kh	0.15	
Facteur sécurité Coulomb (simplifié)	$FS = \frac{c \cdot L + W \cdot (\cos\theta \cdot kh \cdot \sin\theta) \cdot \tan\phi}{W \cdot (\sin\theta + kh \cdot \cos\theta)}$	2.3	stabilité assurée
Stabilité cas de charge crue			
Poussée hydrostatique (Pe)	$Peau = 1/2 \times \gamma_{eau} \times Heau^2$	50.2 kN	
Pression interstitielle (U)	$U = \gamma_{eau} \times Heau / 2 \times L_{hor}$	94.1 kN	
Facteur sécurité Coulomb (simplifié)	$FS = \frac{c \cdot L + (W - U) \cdot \cos\theta \cdot \tan\phi}{(W + Peau) \cdot \sin\theta}$	2.1	stabilité assurée
Stabilité cas de charge "transit poids lourd sur la crête"			
Poids semi-remorque chargé (60 T)	Pds	600.0 kN	
Surcharge répartie	$q = Pds / L$	150.0 kN	
Intégration surcharge au poids du coin de glissement Wchar	$Wchar = W + q \cdot L_{hor}$	1163.6 kN	
Facteur sécurité Coulomb (simplifié)	$FS = \frac{c \cdot L + Wchar \cdot \cos\theta \cdot \tan\phi}{Wchar \cdot \sin\theta}$	1.8	stabilité assurée

10.1.1.2. Stabilité sismique

Proposition approche simplifiée selon 2 méthodes :

Données d'entrées				
	Hauteur Digue	H	4 m	
	Largeur de crête (sur zone les plus étroites)	L	4 m	
	Pente talus digue	θ	33.7 °	
	Base digue (sur l'hypothèse d'un trapèze)	$B = H / \tan(\theta)$	6.0 m	
	Angle frottement enrochement appareillé	ϕ	45 °	
	Masse volumique sol	γ_{sol}	22 kN/m ³	
	Accélération sismique (pour zone 3)	kh	0.15	
	Surface approx. du coin instable	$S = 1/2 \times H \times B$	12.0 m ²	
	Poids du coin	$W = \gamma_{sol} \times S$	263.9 kN/m	
Méthode pseudo-statique				
	Force résistante	$R = W \times \cos(\theta) \times \tan(\phi)$	219.6 kN/m	
	Force glissante	$T = W \times \sin(\theta) + kh \times W$	186.0 kN/m	
FS ≥ 1.5	- Stable			
1.1 ≤ FS < 1.5	- Acceptable	FS = R/T	1.18	Acceptable
FS < 1.1	- Instable			
Méthode empirique simplifié (Culmann modifié)				
	Facteur de Sécurité statique	FSs valeur type pour talus sans séisme	1.5	
FS ≥ 1.5	- Stable			
1.1 ≤ FS < 1.5	- Acceptable	$FS = FSs / (1 + (kh/\tan(\phi)))$	1.3	Acceptable
FS < 1.1	- Instable			

Le facteur de sécurité peut, de prime abord, apparaître en limite de stabilité. Cependant, comme précédemment évoqué, la probabilité qu'une crue torrentielle soit concomitante avec un séisme est très faible. La stabilité sismique apparaît par conséquent satisfaisante, sous réserve d'établissement de règles de surveillance/gestion de l'ouvrage en cas d'occurrence d'un séisme.

Ce facteur est donc surtout tributaire d'une bonne gestion de l'ouvrage post-séisme par le Gémapien (inspection ouvrage, reprise des éventuels désordres).

10.1.1.3. Capacité de portance

Le calcul est effectué pour la complétude mais s'avère généralement peu utile car même avec des conditions défavorables, le facteur de sécurité est souvent très élevé pour des digues basses, surtout si le sol porteur est homogène.

Données d'entrées				
	Hauteur digue	H	4 m	
	Masse volumique sol	γ_{sol}	22 kN/m ³	
	Largeur de base de la digue	L_{base}	12 m	
(source essais labo)	cohésion sol	c	5 kPa	
	profondeur de la fondation (moyenne sur les profils)	Df	1 m	
		Nc	47.2	
coefficients de portance (fonction de l'angle frottement $\phi 37^\circ$)		Nq	29.4	
		Ny	31.5	
	Contrainte verticale appliquée	$\delta = (\gamma_{sol} \times H) / L_{base}$	7.3 kPa	
	Resistance portance sol (selon Terzaghi)	$q_u = c * N_c + \gamma_{sol} * D_f * N_q + 0.5 * \gamma_{sol} * L_{base} * N_y$	5040.8 kPa	
		FS = q_u / δ	687	très largement stable

10.1.1.4. Soulèvement hydraulique

Le soulèvement hydraulique est vérifié selon la norme NF P 94-161-1 :

Données d'entrées		
Différence de charge hydraulique	Δh	3.22 m
Distance écoulement (pour la section la plus défavorable)	L	10 m
Masse volumique sol	γ_{sol}	22 kN/m ³
poid volumique eau	γ_{eau}	9.81 kN/m ³
	$i_{réel} = \Delta h / L$	0.3
	$i_{critique} = (\gamma_{sol} - \gamma_{eau}) / \gamma_{eau}$	1.2
FS > 3 : sécurité élevée		
FS < 1 : soulèvement possible	$FS = i_{critique} / i_{réel}$	3.9 sécurité élevée

10.1.1.5. Bou lance (flottabilité)

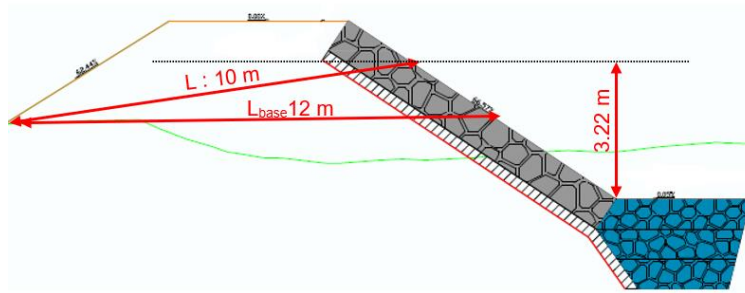
Données d'entrées		
Estimation volume de la digue pour 1 ml (sur la base de la section la plus défavorable)	v	32 m ³
Masse volumique digue	$\gamma_{digue} \approx \gamma_{sol}$ (sécuritaire)	22 kN/m ³
Volume immergé de la digue (hypothèse très sécuritaire de considérer toute immergée)	V_{im}	32 m ³
Poids de la digue	$G = \gamma_{digue} \times v$	704 kN
Calcul de la poussée d'Archimède	$FA = \gamma_{eau} \times V_{im}$	314 kN
FS > 1.5 - pas de flotabilité		
1.2 < FS < 1.5 - minimal recommandé	$FS = G / FA$	2.2 pas de flotabilité
FS < 1.2 - risque flottabilité		

10.1.1.6. Liquéfaction

Proposition de vérification empirique du risque selon méthode de Seed & Idriss (1971), mise à jour par Youd et al. (2001) :

Données d'entrées		
(source : sondages à la pelle - valeur la plus défavorable)	Z_{nappe}	2.7 m
(source : essais labo)	γ_{sol}	22 kN/m ³
(source : projet)	Z (profondeur max projet par rapport TN)	4 m
Contrainte verticale	$\sigma_v = \gamma_{sol} \times z$	88 kPa
Pression intersitielle	$u = \gamma_{eau} \times (z - z_{nappe})$	12.8 kPa
Contrainte effective	$\sigma_v' = \sigma_v - u$	75.2 kPa
(source : essais labo)	Module élastique	E_M 15 Mpa
Coefficient de réduction de l'effort avec la profondeur	rd	0.95 (pour z= 4m)
Accélération sismique maximale au sol	a_{max}	0.2g
Vitesse des ondes de cisaillement	$V_s = \sqrt{\frac{E_M (en Pa)}{\gamma_{sol} (en N/m^3) / g}}$	81.78 m/s
CSR (Cyclic Stress Ratio = sollicitation sismique appliquée au sol pendant un séisme, rapportée à la résistance effective du sol)		
CSR (selon Seed & Idriss, 1971)	$CSR = 0.65 \times (a_{max}/g) \times (\sigma_v / \sigma_v') \times rd$	0.14
CRR (Cyclic Resistance Ratio = résistance du sol à une charge sismique cyclique)		
CRR (selon Andrus & Stokoe - formule simplifiée pour magnitude 7,5)	$CRR = (V_s / 167)^2$	0.24
Risque liquéfaction		
FS < 1 - Risque élevé		
1 < FS < 1.1 - Risque modéré	$FS = CRR / CSR$	1.7 Risque négligeable
FS > 1.1 - Risque négligeable		

10.1.1.7. Erosion interne



Données d'entrées			
(source essais labo)	Perméabilité du sol	k	8.20E-05 m/s
Différence de charge hydraulique		Δh	3.22 m
Largeur de base de la digue		L_{base}	12 m
Distance écoulement (pour la section la plus défavorable)		L	10 m
Vitesse écoulement		$v = k \times \Delta h / L$	2.64E-05 m/s
Gradient hydraulique (selon Darcy)		$i = v / k$	0.32 m/s
durée crue (en s)		t	129600 s
Méthode comparaison avec gradient de pression critique			
gradient de pression critique		$i_{crit} = \Delta h / L$	0.33
$i < i_{crit}$: pas de risque d'érosion interne			
Méthode empirique Distance parcourue sur une crue vs 2/3 base de digue			
Distance parcourue	$D = v \times t$		3.4 m
Rapport D/L_{base}	D/L_{base}		0.29
$D/L < 2/3$: mise en place d'un flux peu probable			

Selon les deux approches proposées ci-avant le risque d'érosion interne n'apparaît pas problématique sur ce projet.



Agence RTM Alpes du Nord
Service RTM de l'Isère
9 quai Créqui
38000 GRENOBLE