

COMMUNE DE L'ARGENTIERE LA BESSEE
CONFORTEMENT DE LA DIGUE DE LA DURANCE DANS LA
TRAVERSEE DU BOURG EN RIVE DROITE ET PROTECTION
CONTRE L'AFFOUILLEMENT

ÉTUDE D'AVANT-PROJET



RAPPORT

Janvier 2021

OFFICE NATIONAL DES FORETS

Service de Restauration des Terrains en Montagne des Hautes-Alpes

5, rue des Silos – BP 96 – 05003 GAP cedex

Tél. : 04.92.53.61.12 - Fax : 04.92.53.19.87

E.mail : rtm.gap@onf.fr - Web : www.onf.fr



SOMMAIRE

1. CONTEXTE GENERAL DU PROJET	5
2. LOCALISATION GENERALE DU PROJET ET ENJEUX	6
3. SYNTHESE DES ETUDES PASSEES ET RECENTES	8
4. RAPPEL DES CARACTERISTIQUES CONSTRUCTIVES DE LA DIGUE	9
4.1. DIGUE INITIALE	9
4.2. SURELEVATION DE 2007-2008	10
4.2.1. <i>Amont pont de la Bessée</i>	10
4.2.2. <i>Pont de la Bessée – Chapelle</i>	10
4.2.3. <i>Chapelle - poste de transformation RTE</i>	11
4.3. SURELEVATION DE DECEMBRE 2016	11
4.4. PROTECTION PARAFUILLE EXISTANTE	12
5. INSPECTION VISUELLE DE LA DIGUE EFFECTUEE LE 18 NOVEMBRE 2020	14
5.1. BILAN GENERAL DES DESORDRES CONSTATES LORS DE L'INSPECTION VISUELLE	15
5.1.1. <i>Affouillement</i>	15
5.1.2. <i>Erosion externe avec lacunes – éléments manquants</i>	16
5.1.3. <i>Dépôt - Végétation arbustive et arborescente</i>	16
5.1.4. <i>Bombement</i>	17
5.1.5. <i>Déjointoiement</i>	18
5.1.6. <i>Éléments/ obstacles dans le lit</i>	18
6. DONNEES HYDRAULIQUES	19
6.1. HYPOTHESES HYDROLOGIQUES	19
6.2. ESTIMATION DES HAUTEURS D'EAU ET DES VITESSES	20
6.3. RELEVES GRANULOMETRIQUES	21
7. ESTIMATION DES PROFONDEURS POTENTIELLES D'AFFOUILLEMENT	25
7.1. ANALYSE DES LARGEURS DE LIT (INFLUENCE DU RAPPORT L/H)	25
7.2. ANALYSE DU PROFIL EN LONG	27
7.3. CAS PARTICULIER DES RISQUES D'INCISION DU LIT AU DROIT DES RETRECISSEMENTS (PONT)	29
7.4. ESTIMATION DE LA PROFONDEUR DES FONDS PERTURBES	30
7.4.1. <i>Rétrécissement local</i>	30
7.4.2. <i>Affouillement à l'extérieur des tronçons courbes (approche SOGREAH)</i>	31
7.4.2.1. Evaluation des courbures le long de la digue	32
7.4.2.2. Estimation de la profondeur d'affouillement par la méthode SOGREAH	34
7.4.2.3. Détermination de la profondeur d'affouillement à partir du graphique donné en annexe 4	34
7.4.3. <i>Affouillement dans les coudes selon le guide international sur les digues (ILH – version française 2019)</i>	35
7.5. CONCLUSION SUR LES PROFONDEURS POTENTIELLES D'AFFOUILLEMENT RETENUES ET LES TRONÇONS CONCERNES	36
8. BILAN DES INVESTIGATIONS SUR LES RECONNAISSANCES DES FONDATIONS DE LA DIGUE	37
9. PRESENTATION DES TRAVAUX ENVISAGES	39
9.1. TRAVAUX DE CONFORTEMENT DU MUR CONTRE L'EROSION EXTERNE	39
9.1.1. <i>Désordres constatés visuellement</i>	39
9.1.1.1. Confortement de la cavité évidée (tronçon 1 - PM 141)	39
9.1.1.2. Travaux de rejointoiement de la maçonnerie	40
9.1.1.3. Reprise de maçonnerie et des bombements	41
9.1.2. <i>Désordres éventuels à l'intérieur de la digue</i>	41
9.1.2.1. Forages de contrôle et passage caméra	44
9.1.2.2. Confortement par injections de la maçonnerie si nécessaire	44
9.2. TRAVAUX DE PROTECTION DE LA DIGUE CONTRE L'AFFOUILLEMENT	45
9.2.1. <i>Linéaire envisagé</i>	45
9.2.2. <i>Solutions envisagées</i>	46
9.2.2.1. Confortement et protection par poutre parafouille en béton	46
9.2.2.2. Solution rideau de palplanches devant le mur	48
9.2.2.3. Protection par recharge ou sabot de pied en enrochements	53

9.3.	INCIDENCES DES TRAVAUX ET MESURES ENVIRONNEMENTALES :	57
9.3.1.	<i>Incidences du projet sur l'aléa de La Durance</i>	57
9.3.2.	<i>Incidences et mesures environnementales prises durant les travaux</i>	57
10.	DECOUPAGE EN TRANCHES FONCTIONNELLES	60
11.	ESTIMATION DES TRAVAUX	61
11.1.	AVANT METRE.....	61
11.1.1.	<i>Travaux de lutte contre le risque d'affouillement</i>	61
11.1.2.	<i>Travaux de lutte contre l'érosion externe</i>	61
11.2.	COÛT ESTIMATIF DES TRAVAUX	62
12.	PLAN DE FINANCEMENT	67
13.	DEMARCHES ADMINISTRATIVES PREALABLES	67
	ANNEXES	69
	Annexe 1	71
	Annexe 2	73
	Annexe 3	75
	Annexe 4	77
	Annexe 5	79

1. CONTEXTE GENERAL DU PROJET

La présente étude concerne un ouvrage existant (mur digue), situé en rive droite de la Durance, dans la traversée de la commune de l'Argentière la Bessée, qui ne possède pas encore d'arrêté de classement en système d'endiguement.

Un arrêté préfectoral a été pris sur la digue étudiée le 21 juillet 2014, se basant sur le décret initial du 11 décembre 2007 sur la sécurité des ouvrages hydrauliques. Cette digue, référencée FRD0050126 dans la base de données SIOUH, est répertoriée en classe C.

S'agissant d'une digue en maçonnerie qui se caractérise par sa raideur, dans une zone où le lit de la Durance est relativement étroit, l'ouvrage est donc en contact direct avec le lit mineur et **exposé aux phénomènes d'érosion externe de sa fondation par le torrent, en particulier à des phénomènes d'affouillement.**

Une étude de danger (EDD), établie par le service RTM en mars 2019, a ainsi permis d'identifier les principaux risques de défaillance : **les risques de création de brèche par érosion externe (c'est-à-dire avant surverse, par érosion du parement ou par affouillement) sont les scénarios de défaillance les plus probables en cas de sollicitation trop importante du système d'endiguement étudié.**

L'étude de danger a notamment montré que des risques de défaillance existent bien avant que le niveau de protection apparent soit atteint (estimé à environ 630 m³/s).

Le croisement des niveaux de résistance avec les niveaux de contraintes a en effet permis de mettre en évidence **un risque « fort » de défaillance au-delà d'un débit de 170 m³/s par affouillement sans débordement au niveau de la partie aval du tronçon 1 (tronçon en amont du pont principal) et la moitié amont du tronçon 4 (dernier tronçon aval), là où le lit est le plus contraint.**

De plus, un évènement (EISH : évènement important pour la sûreté hydraulique) s'est produit au mois de mai 2020, pendant la crue annuelle de fonte des neiges, alors que le débit de la Durance oscillait à cette époque entre 70 m³/s et 85 m³/s, avec un pic instantané de 110 m³/s les 11/05 et 23/05 : une cavité due à l'érosion par la rivière est apparue sur le mur-digue en rive droite de la Durance, à environ 60 m en amont du pont du centre-ville.

La cavité atteint une profondeur moyenne de 0,50 m de profondeur, avec un maximum de 0,80 m. Le parement extérieur côté torrent de 0,70 m d'épaisseur maxi a donc été détruit. L'extrémité de la fosse atteignait l'épaisseur des voutes et contreforts en arrière qui vont, selon les plans d'archives, jusqu'à une profondeur de 1,90 m en arrière du mur, mais qui sont constitués de moellons liaisonnés par un mortier ancien et en mauvais état.

Un confortement d'urgence a donc été réalisé en mettant en place, devant la fosse d'érosion, des blocs béton empilables, de façon à renforcer la digue à son pied, pour limiter rapidement les contraintes sur l'ouvrage en diminuant le plus possible les vitesses d'écoulement au droit du site.

Les enjeux étant importants (bourg de l'Argentière la Bessée), la collectivité gémapienne (communauté de communes du Pays des Ecrins) souhaite ne pas voir ce phénomène se répéter ou prendre plus d'ampleur et a décidé d'apporter rapidement des solutions de sécurisation de l'ouvrage existant.

L'objet du présent dossier concerne donc les travaux prioritaires de protection contre l'affouillement préconisés par l'étude de danger. Il a pour but également de remédier aux autres désordres identifiés lors du diagnostic approfondi.

Il s'agit d'une sécurisation d'un ouvrage existant sans modifier son aspect apparent.

La maîtrise d'ouvrage des travaux est assurée par la communauté de communes du Pays des Ecrins.

Le présent rapport correspond à l'élément de mission avant-projet (AVP) de la phase conception.

Le montant global des travaux est estimé à 1 050 000 € HT et le montant d'une première tranche de travaux prioritaire est estimé à 420 000 € HT.

2. LOCALISATION GENERALE DU PROJET ET ENJEUX

Le système d'endiguement étudié sert à la protection du bourg de l'Argentière la Bessée, ainsi que de la zone d'activité des Sablonnières contre les crues de la Durance.

Cette digue, d'une longueur totale de 1045 ml, protège une vaste plaine alluviale aujourd'hui fortement urbanisée (centre de l'Argentière) et industrialisée. **Au total, la population maximale potentiellement protégée par le système d'endiguement s'élève à 2 545 personnes.**

La carte de localisation de cette digue référencée dans la base de données de la DDT est représentée ci-après :



fig. 1 : Localisation des différents éléments du dispositif existant



fig. 2 : situation de la fosse d'érosion



fig. 3 : fosse d'érosion apparue en mai 2020 (EISH)

Pont de la Bessée



3. SYNTHÈSE DES ÉTUDES PASSÉES ET RÉCENTES

Les principales études sur lesquelles se base le présent avant-projet sont les suivantes :

- SOGREAH - Etude hydraulique de la Durance dans la traversée de l'Argentière, octobre 2004.
- ONF/RTM05 – Etude De Dangers de la digue du « Bourg rive droite », mars 2019.
- CONFLUENCE – Etude géotechnique de conception – Phase projet G2-PRO au sens de la norme NFP 94- 500 de Novembre 2013 – Le rapport datant de janvier 2021 est fourni en annexe 1.
- INNOGEO – Rapport des reconnaissances géophysiques – Radar géologique – décembre 2020 (fourni en annexe 2)

Les reconnaissances géotechniques ont consisté en :

- la réalisation de 15 fouilles à la pelle mécanique, descendues vers 3 m de profondeur ou au refus,
- la réalisation de 6 sondages au pénétromètre dynamique lourd (64 kg) à 10 mètres de profondeur ou arrêtés au refus,
- la réalisation de 3 sondages destructifs, descendus à 15 m de profondeur :
 - pour caractériser les sols
 - pour compléter les sondages pressiométriques.
- la réalisation de 4 sondages pressiométriques, descendus entre 12 m (amont) et 15 m (aval) de profondeur
- la réalisation d'essais en laboratoire, afin de déterminer les caractéristiques physiques et/ou mécaniques des sols et quantifier l'aléa retrait-gonflement.

Le rapport géotechnique comprend également les notes techniques permettant le dimensionnement d'une solution de confortement avec des palplanches :

- calcul de stabilité, logiciel K-REA
- nombre de coupes types : 4
- estimation des déformées
- stabilité hydraulique

Les études géotechniques ont été utilisées notamment pour évaluer le niveau des fondations de la digue et les reporter sur un profil en long du lit de la rivière, issu des données Lidar de novembre 2020.

Un vol pour une acquisition d'un MNT par Lidar a ainsi été effectué le 2 novembre 2020 par la société SINTEGRA, afin de disposer d'un nouveau profil en long du lit de la Durance, le dernier Lidar datant de 2011.

4. RAPPEL DES CARACTERISTIQUES CONSTRUCTIVES DE LA DIGUE

4.1. DIGUE INITIALE

Comme déjà indiqué dans le diagnostic Initial de Sûreté (RTM, 2015), la base de la digue classée est composée d'un **mur poids en pierres maçonnées** dont le principe constructif semble être quasiment identique sur toute la traversée de l'Argentière-la-Bessée.

L'ouvrage de base, construit entre 1908 et 1915 selon les tronçons, se compose d'un **mur poids en pierres maçonnées**, d'environ 4 m de hauteur, de 0,50 m à 0,70 m d'épaisseur et de fruit 1H/5V. Ce mur repose sur un massif de fondation, en béton de chaux lourde, (largeur de 1 m et épaisseur d'environ 0,50 m) et il est soutenu à l'arrière par un **système de contreforts élevés tous les 2,5 m, sur lesquels viennent s'appuyer des voûtes en maçonnerie établies sur un remblai pilonné. Ces voûtes sont** enfouies sur la majorité du secteur (excepté sur le secteur de la Chapelle -Gendarmerie où les voûtes étaient visibles). L'épaisseur totale de la digue est de l'ordre de 2,70 m à sa base et de 1,70 m en partie haute, selon les plans retrouvés aux archives.

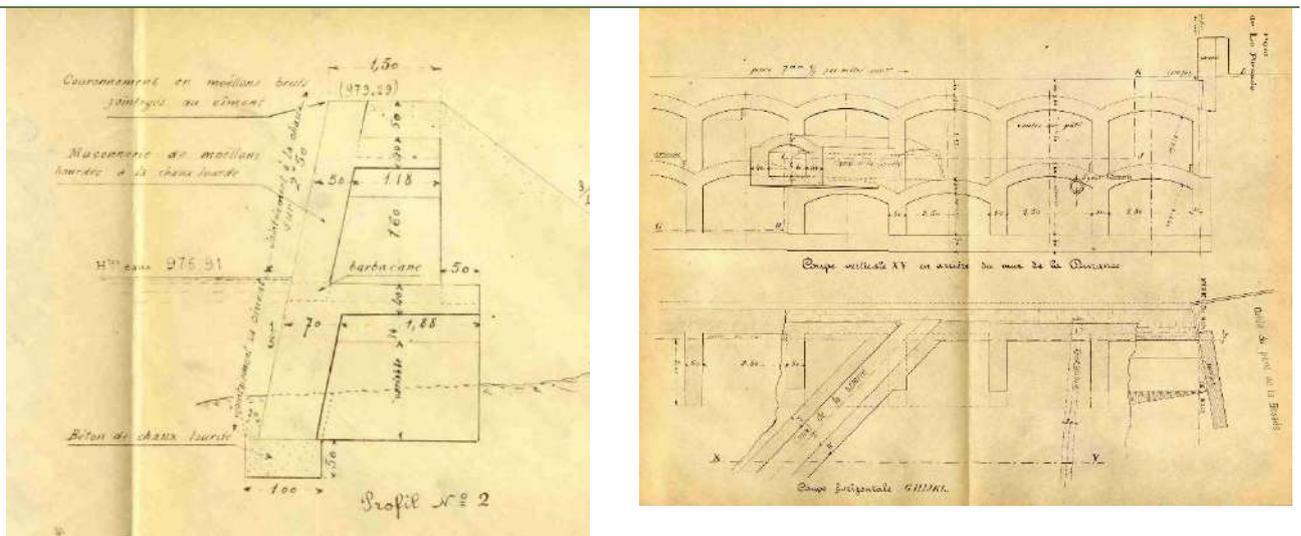


fig. 4 : détails d'exécution (coupes sur digue) selon plan d'archives de 1923



fig. 5 : amont du pont de la Bessée : mur digue en maçonnerie à l'origine (photo SOGREAH)



fig. 6 : vue des voûtes du mur-digue (largeur 1,10 m) et du mur en maçonnerie qui dépasse de 0,50 m, dans le secteur de la Chapelle –Gendarmerie (photo SOGREAH)

4.2. SURELEVATION DE 2007-2008

Ces travaux de rehausse du mur digue destinés à se protéger contre la crue centennale ont été proposés à la suite de l'étude hydraulique établie par SOGREAH en octobre 2004.

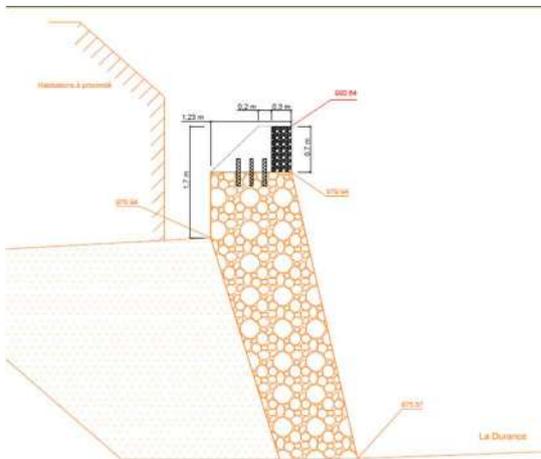
Le linéaire concerné par cette rehausse est de 600 m environ. Les travaux ont débuté depuis le confluent de la Gyronde et se sont arrêtés au poste RTE, alors que le projet initial de surélévation concernait l'ensemble du linéaire de digue.

La hauteur de la surélévation varie d'amont en aval de 0,50 m à 1,20 m par rapport à l'arase de l'ancien mur. Le dispositif constructif a été adapté en fonction du type de construction de la digue initiale et de la hauteur de la rehausse prévue.

On distingue ainsi plusieurs secteurs :

4.2.1. AMONT PONT DE LA BESSEE

Après obturation des ouvertures des bâtiments encastrés dans la digue, la rehausse débute réellement 50 m en aval de celle-ci : il s'agit d'une rehausse de **type mur poids en béton armé** d'une hauteur variable (0,60 à 1 m), posée directement sur l'arase de l'ancien mur et sans doute ancrée sur celui-ci, d'une largeur de 0,50 m, avec un parement habillé en pierres jointoyées côté rivière, selon les schémas et photos ci-dessous. La jonction entre ces deux structures est globalement de bonne qualité.



Profil P0



Début de la rehausse par mur poids

4.2.2. PONT DE LA BESSEE – CHAPELLE

Sur ce secteur, la rehausse verticale de 0,50 m se poursuit en **mur poids béton armé** : arase en béton et habillage par parement en pierres coté torrent, ce mur étant rehaussé lui-même par un garde-corps métallique.



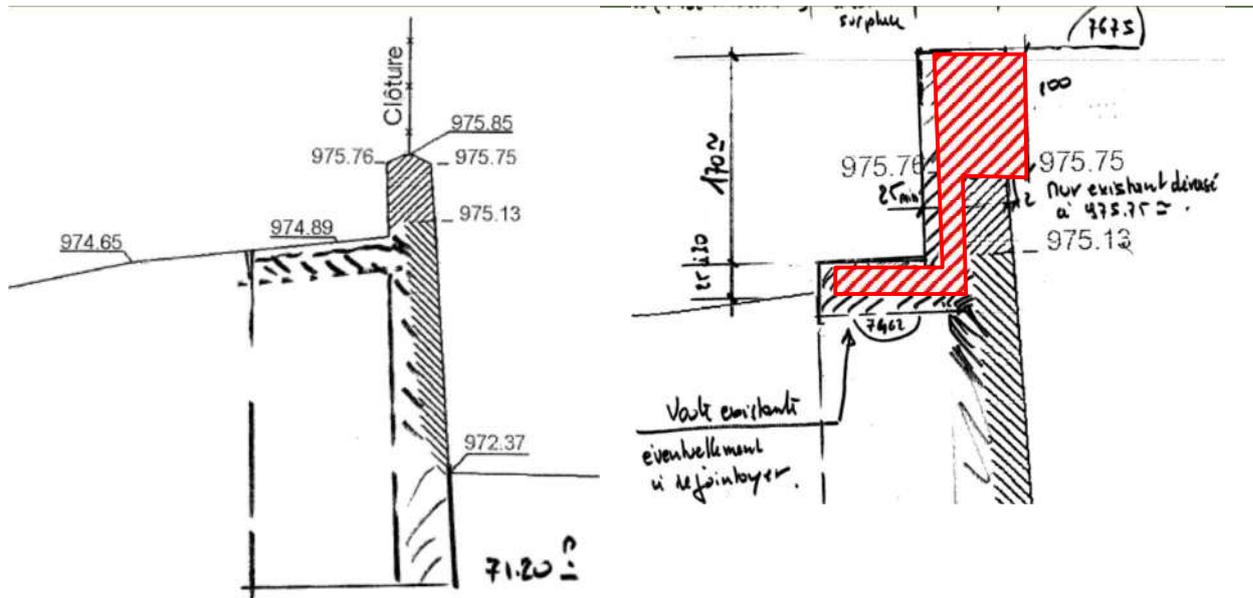
Poursuite de la rehausse par mur poids

4.2.3. CHAPELLE - POSTE DE TRANSFORMATION RTE

La mise en œuvre de cette nouvelle surélévation a consisté à raser l'ancien mur et à construire sur ce dernier un **mur béton armé en L, de type autostable**, avec une semelle formée par une dalle de protection des voûtes.

La largeur en crête de cette rehausse est de 0,60 m puis 0,80 m en fonction de sa hauteur qui est de plus en plus grande vers l'aval : 0,80 m à 1,70 m.

La largeur de la semelle placée côté val varie également de 0,70 m à 1,20 m suivant la hauteur du mur.



Profil avant rehausse

Profil après rehausse



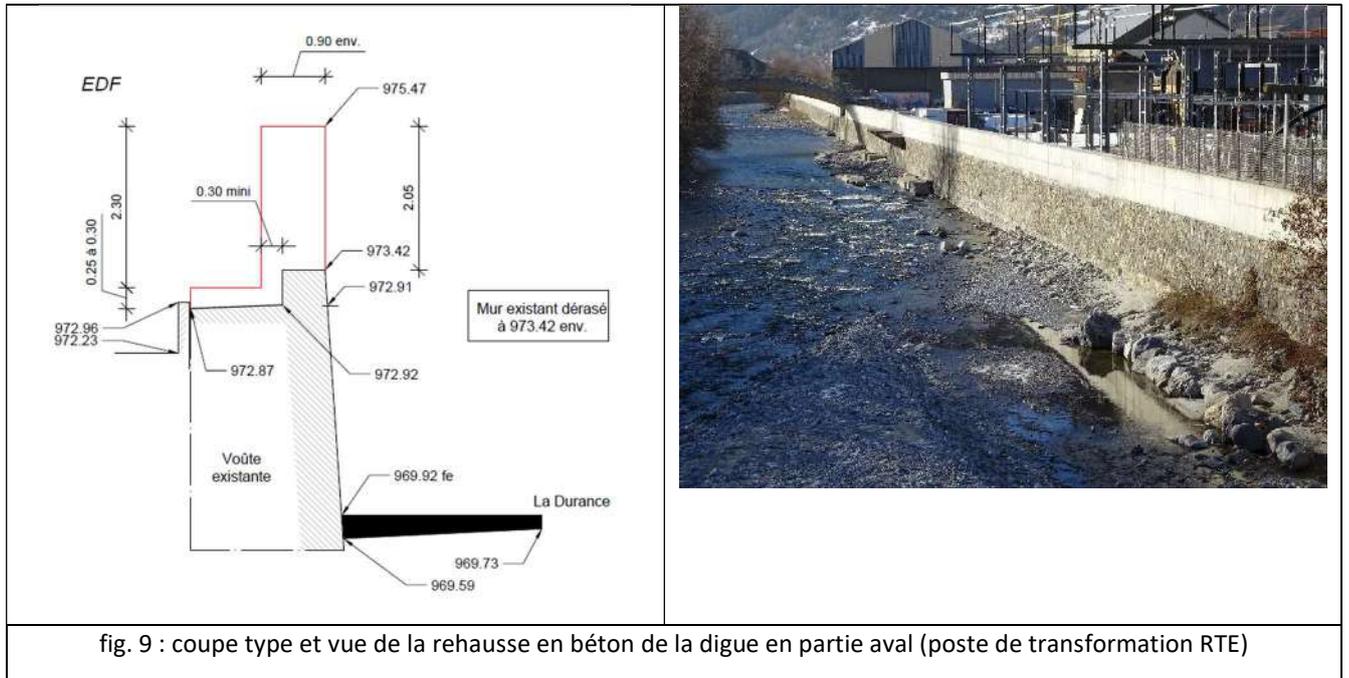
fig. 7 : changement de la structure de la rehausse devant la gendarmerie



fig. 8 : fin de la rehausse réalisée en 2007

4.3. SURELEVATION DE DECEMBRE 2016

La surélévation s'est poursuivie en 2016 depuis le début du poste RTE jusqu'à l'extrémité de la digue, toujours par la création sur le mur existant dérasé d'une rehausse verticale en béton armé en L, de type autostable, et de 1 à 2 m de hauteur, dont la semelle a été posée sur la voute existante.



4.4. PROTECTION PARAFOUILLE EXISTANTE

En dehors des 50 cm de profondeur du béton de fondation (d'après les plans et à peu près conforme aux reconnaissances de fondations), ce mur n'a pas été créé avec un dispositif de protection parafouille.

A noter que des plans d'archives datant de 1960, qui concernent la construction de la protection de berge en rive gauche de la Durance en amont du pont de la Bessée, font état de l'ajout de 8 épis en maçonnerie sur la digue rive droite opposée.

Selon un rapport des Ponts et Chaussées de 1959, « ces épis devaient être construits pour protéger la digue de rive droite dont la portion qui se trouve face au courant de la Durance, souffre d'affouillements constants qu'il a fallu colmater provisoirement par des gabions. »

Lors des sondages à la pelle effectués au pied du mur, nous n'avons pas retrouvé trace de ces épis, sans doute aujourd'hui détruits et emportés par les crues.

Par contre, nous avons identifié la présence sur un secteur au droit de la chapelle, un peu en amont de la Gendarmerie, d'une protection au pied du mur, constituée par une banquette en gabions métalliques qui a été ajoutée dans les années 1930. Cette rangée de gabions d'environ 1,50 m d'épaisseur sur 1 de hauteur, est visible sur une longueur de 35 ml environ.

Le grillage est en partie arraché et certaines pierres ont basculé, les gabions ne sont pas fondés : cette banquette ne peut donc constituer qu'une protection très sommaire.



fig. 10 : banquette en gabions au pied du mur en amont de la Gendarmerie

En conclusion, le diagnostic approfondi et les reconnaissances géotechniques ont confirmé l'absence - quasi-intégrale sur le linéaire - de protection parafouille au pied du mur maçonné.

5. INSPECTION VISUELLE DE LA DIGUE EFFECTUEE LE 18 NOVEMBRE 2020

Nous avons effectué une nouvelle inspection visuelle de la digue le 18 novembre 2020, en circulant depuis le pied de digue, sachant que le dernier diagnostic approfondi avait été réalisé les 13 et 15 janvier 2015, puis mis à jour le 16 janvier 2019, dans le cadre de la réalisation de l'étude de danger. Depuis cette date, la communauté de communes a fait procéder à l'enlèvement complet de la végétation poussant devant ou dans le mur digue à l'automne 2020, ce qui a facilité l'inspection.

Les principaux désordres sont répertoriés sur les planches photos présentées en annexe 3.

Rappelons que lors du diagnostic de digue présenté dans l'étude de danger; celle-ci avait été découpée en 4 tronçons, après avoir exploité d'une part le levé établi par le cabinet de géomètre MAYNADIER en octobre 2006, en vue des travaux de rehausse et d'autre part le plan après travaux réalisé par l'entreprise ALLAMANNO (représentant essentiellement la crête de la nouvelle rehausse).

Ce plan établi au 1/1500ème recouvre l'ensemble de l'endiguement de la Durance- rive droite, depuis la confluence Durance-Gyronde jusqu'à la fin de la digue :

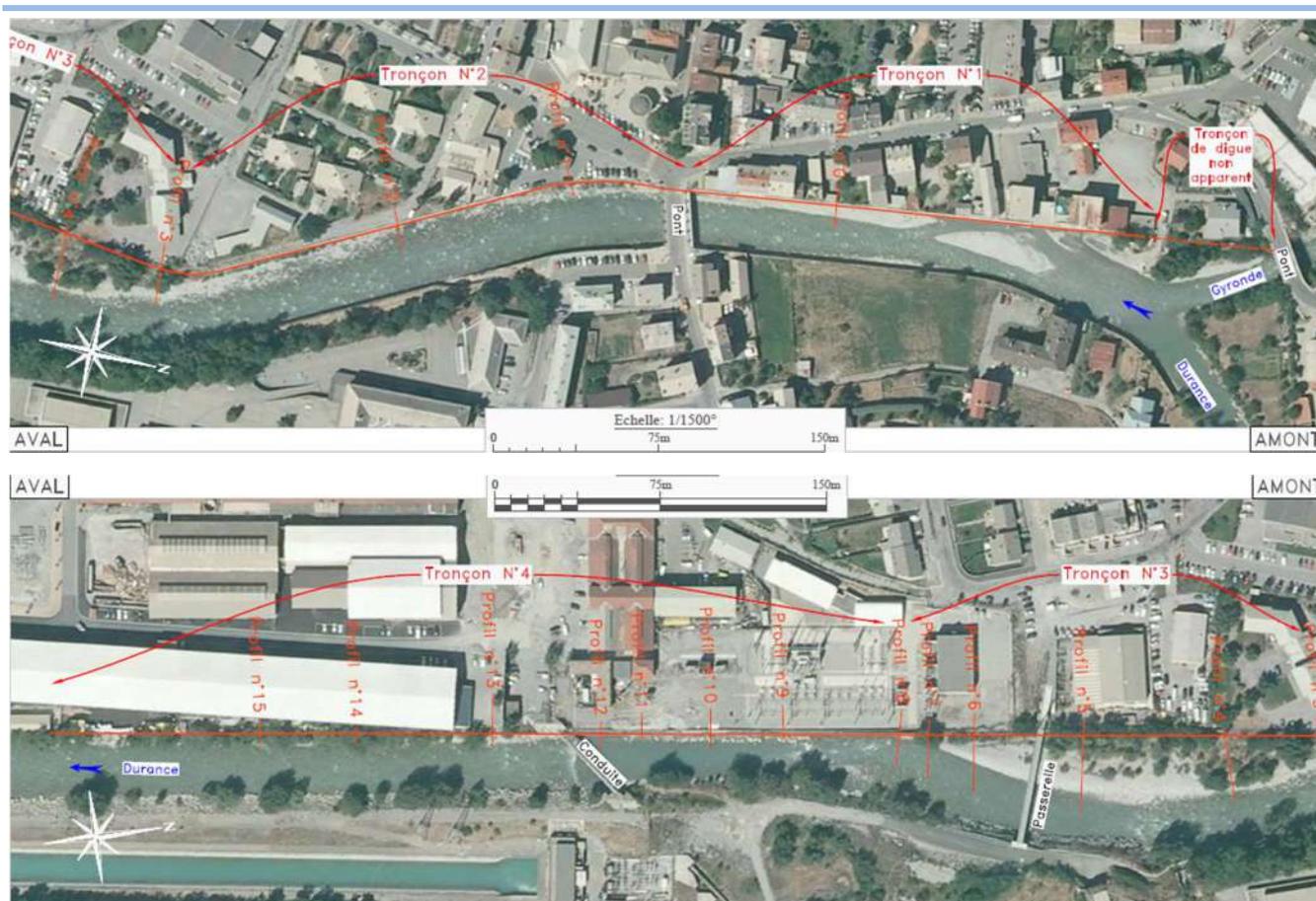


Fig. 11 : Localisation des tronçons et des profils

- Le tronçon 1 s'étend de PM 0 à PM 207
- Le tronçon 2 s'étend de PM 207 à PM 452
- Le tronçon 3 s'étend de PM 452 à PM 645
- Le tronçon 4 s'étend de PM 645 à PM 1045

Les désordres sont donc repérés depuis le même point de référence : PM 0 à l'amont du tronçon 1.

Le début de l'inspection visuelle a commencé en amont au PM 21, là où le mur est visible, car il est caché par les dépôts plus en amont.

5.1. BILAN GENERAL DES DESORDRES CONSTATES LORS DE L'INSPECTION VISUELLE

Le diagnostic visuel a permis de faire ressortir un état correct du système d'endiguement de la Durance rive droite.

Sur la quasi-totalité du système d'endiguement, le mur maçonné est en bon état, hormis la partie du parement détruite au printemps 2020. Les travaux de rehausse avec le mur en béton armé ont été particulièrement soignés.

Les principaux désordres apparents sont les suivants :

5.1.1. AFFOUILLEMENT

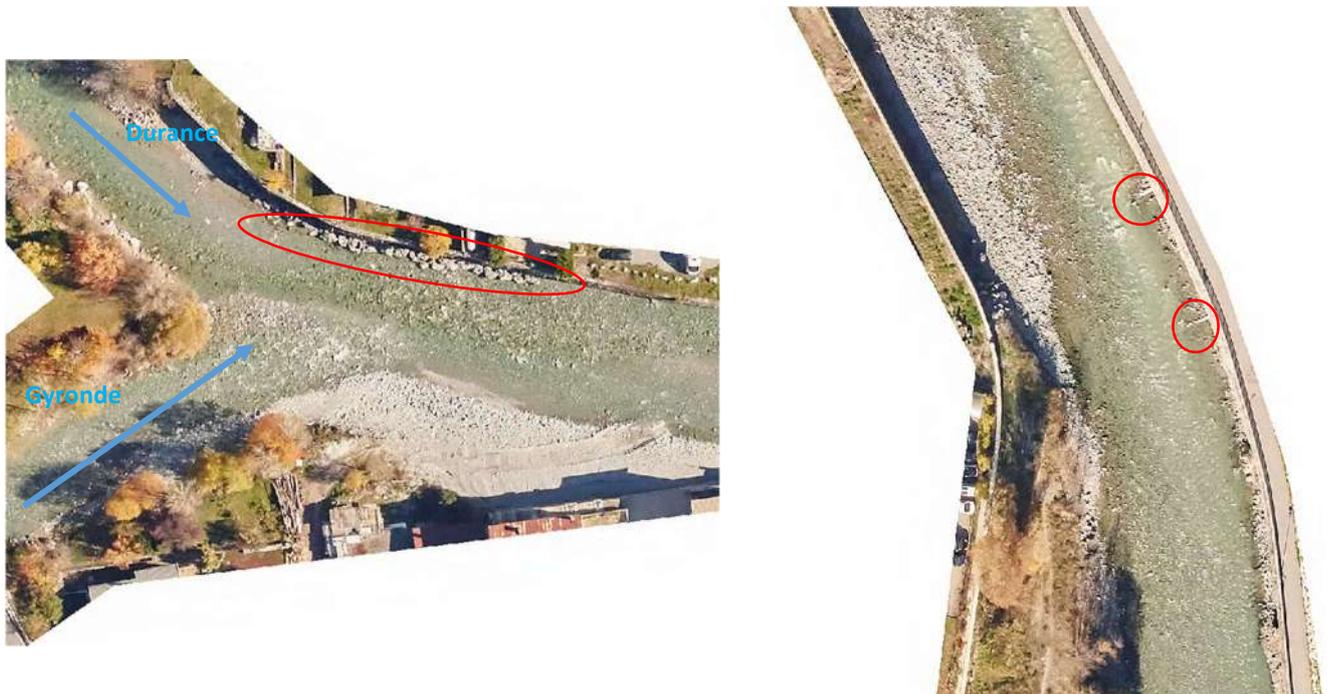
Ce phénomène est assez peu visible en rive droite. Cela s'explique en partie par le fait que celle-ci est recouverte localement par quelques dépôts ou des anciennes protections (quelques blocs bétons au droit du poste RTE, traces de gabions).

Par contre, quelques traces d'affouillement ont été repérées **sur une grande partie de la berge rive gauche** en face du tronçon 2 et du tronçon 3 de la digue classée. A plusieurs endroits le béton de fondation du mur en maçonnerie est clairement visible, signe que les contraintes hydrauliques sont importantes sur l'ensemble du secteur étudié.

A noter également que l'examen de l'orthophoto prise durant le vol Lidar du 2/11/2020 montre qu'un cordon d'enrochement a été rajouté en rive gauche, en face du tronçon 1, au droit de la confluence Durance/Gyronde, sans doute en raison de ces problèmes d'affouillement et d'érosion d'externe dus aux écoulements en crue de la Gyronde qui impactent directement la rive gauche. De même, des épis sont visibles en rive gauche au droit de la Chapelle-Gendarmerie, donc à la fin du tronçon 2.



fig. 12 : mur rive gauche : béton de fondation visible, blocs, épis



5.1.2. EROSION EXTERNE AVEC LACUNES – ELEMENTS MANQUANTS

L'érosion externe de la digue peut être due aux divagations, aux cheminements aléatoires des écoulements, aux déviations par un obstacle, ou des flottants. Il s'agit, avec l'affouillement, d'un des deux mécanismes de rupture les plus probables des digues torrentielles.

Nous signalons à nouveau la fosse formée par érosion externe, à environ 65 m en amont du pont (tronçon 1 au PM 141), conduisant à un parement du mur détruit sur une surface d'environ 6 m² (3 m x 2 m). Cette cavité a été confortée en urgence par mise en place de blocs béton en amont et devant la cavité, mais elle reste à réparer durablement.



fig. 13 : vue de la cavité à l'automne 2020



fig. 14 : protection par blocs béton, ré agencés en novembre 2020, et protection des angles vifs par des blocs de rivière pour une meilleure sécurité des canoés



fig. 15 : position de la cavité et protection par blocs béton posés en urgence au printemps 2020

On note aussi par ailleurs des pierres manquantes au niveau du mur maçonné limitées à quelques unités, mais qu'il serait dommage de ne pas réparer. A ce sujet, les barbacanes, constituées par de petits espaces entre les pierres (largeur 5 cm, hauteur 30 cm) régulièrement répartis en partie basse du mur, sont des éléments à surveiller car elles constituent des zones de fragilité pour les pierres situées autour, qui peuvent se déchausser et tomber.

5.1.3. DEPOT - VEGETATION ARBUSTIVE ET ARBORESCENTE

La végétation et notamment les arbres destructurants poussant dans le mur, qui avaient été relevés lors de la précédente inspection visuelle de 2019, ont été enlevés en quasi-totalité en 2020 par la collectivité gémapienne. Il reste encore quelques souches et racines à détruire à l'aval de la passerelle EDF.

Un dépôt végétalisé par des arbres de grande tige est toujours présent sur la partie aval du tronçon 4 (PM 1000 à PM 1045) ; ces bancs d'alluvions favorisent le développement d'une végétation arbustive et arborescente dans le lit, qui peut ainsi constituer un obstacle à l'écoulement selon leur ampleur. Ils peuvent accessoirement protéger le pied du mur pour des crues petites à moyennes, mais leur maintien en place n'est pas assuré lors des crues exceptionnelles (les arbres qui peuvent y être arrachés par la rivière pourraient alors constituer des embâcles à l'aval). De plus, cette végétation empêche l'observation de la structure à ce niveau et pourrait cacher des désordres.

Par contre, en partie amont du tronçon 1, nous pensons qu'il existe plus d'avantages que d'inconvénients pour la sécurité de la digue à conserver le dépôt d'alluvions végétalisé et bien fixé par la végétation le long de la Gyronde : le mur est bien protégé (et d'ailleurs complètement enfoui) par ce dépôt vis-à-vis des écoulements de la Durance, alors que, si on l'enlève, la partie amont de la digue sera plus directement impacté par des courants frontaux.



fig. 16 : extrémité amont (tronçon 1) : dépôt à conserver

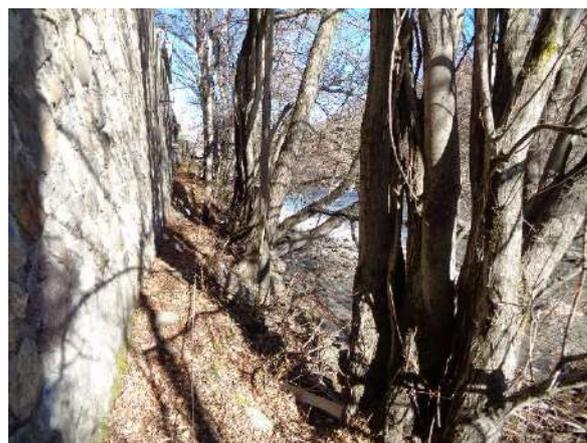


fig. 17 : extrémité aval (tronçon 4) : dépôt et végétation à enlever

5.1.4. BOMBEMENT

Deux zones de bombement du mur (mur qui fait le ventre, phénomène appelé aussi bouclement) ont été repérées sur l'ensemble du linéaire et sont dues à une poussée ponctuelle derrière le mur (végétation, eau) :



fig. 18 : bombement au PM 169 soit 30 m environ en aval de la cavité



fig. 19 : bombement au PM 314, dû à la présence d'un ancien saule qui poussait dans une buse sortant dans le mur

5.1.5. DEJOINTOIEMENT

Ce désordre affecte quelques parties du mur en pierres maçonnées, notamment le pied de mur. Il s'agit d'une altération des joints de mortier par des mécanismes physico-chimiques, ou de gel/dégel, potentiellement accrus par l'abrasion de l'eau, ce qui est inéluctable au fil du temps.

Il est important de les réparer pour éviter une dégradation et l'apparition d'une brèche. A noter que plusieurs secteurs dont la partie aval du tronçon 4, ont déjà donné lieu à des opérations de rejointoiement, encore bien visibles.

5.1.6. ELEMENTS/ OBSTACLES DANS LE LIT

Ces pathologies concernent surtout les extrêmes parties amont et aval du tronçon 4. Sur sa partie amont, des blocs bétons parallélépipédiques sont présents au pied et dans le lit de la Durance. Il ne s'agit pas d'une pathologie très grave mais l'agencement aléatoire de ceux-ci est susceptible de créer des remous et des circulations préférentielles le long de la digue. Ces blocs devraient être enlevés.

Par ailleurs, à l'aval du tronçon 2, au droit de la Gendarmerie, un excès de matériaux d'origine anthropique engendre une forte réduction de la largeur du lit (ancienne rampe d'accès au lit), donc contraint ponctuellement le lit latéralement et repousse le torrent en rive gauche.

Afin de favoriser la divagation naturelle du torrent dans cette zone, il est proposé de curer ces dépôts dans le lit.



fig. 20 : dépôts anthropiques à enlever

6. DONNEES HYDRAULIQUES

6.1. HYPOTHESES HYDROLOGIQUES

Nous n'avons pas conduit d'analyse hydrologique spécifique dans le cadre de la présente étude, mais nous avons retenu les données issues de différentes études récentes, telles que l'étude conduite par le Conseil Général des Hautes Alpes : Plan de gestion des cours d'eau alpins – ARTELIA - Octobre 2012, reprise également dans l'EDD.

Cette analyse hydrologique a été réalisée à l'échelle de l'ensemble du bassin versant de la Haute Durance (hors Guil) mais avec une analyse des autres principaux affluents (Clarée, Guisane, Gyronde). Elle est donc valable pour l'étude de la Haute Durance.

Après avoir effectué une analyse régionale des pluies maximales journalières de la Haute Durance, les débits maximaux annuels Q (m^3/s) sont transformés en débit réduit (mm) par l'application de la formule :

$$Q_{re} = (12/S^{0,75}) * Q$$

Dans laquelle :

- S est la superficie du bassin versant en km^2 ;
- Q_{re} est le débit réduit
- Q est le débit maximum annuel

Pour la zone de la Durance – secteur de l'Argentière, correspondant à un bassin versant homogène, l'estimation des débits réduits fréquentiels (en mm) est la suivante :

Q_{re10}	Q_{re100}
15	43

Connaissant la superficie du bassin versant au droit du site d'étude (l'Argentière la Bessée), soit **984 km^2** , on en déduit les débits de pointe de référence.

Rappelons que la Durance a connu une crue majeure en mai 1856 (définie comme proche d'une crue centennale) due à une perturbation océanique exceptionnelle. Cette crue a été évaluée entre 1000 et 1200 m^3/s à St-Clément (aval confluent Guil), la valeur de 1000 m^3/s étant à priori la plus fiable.

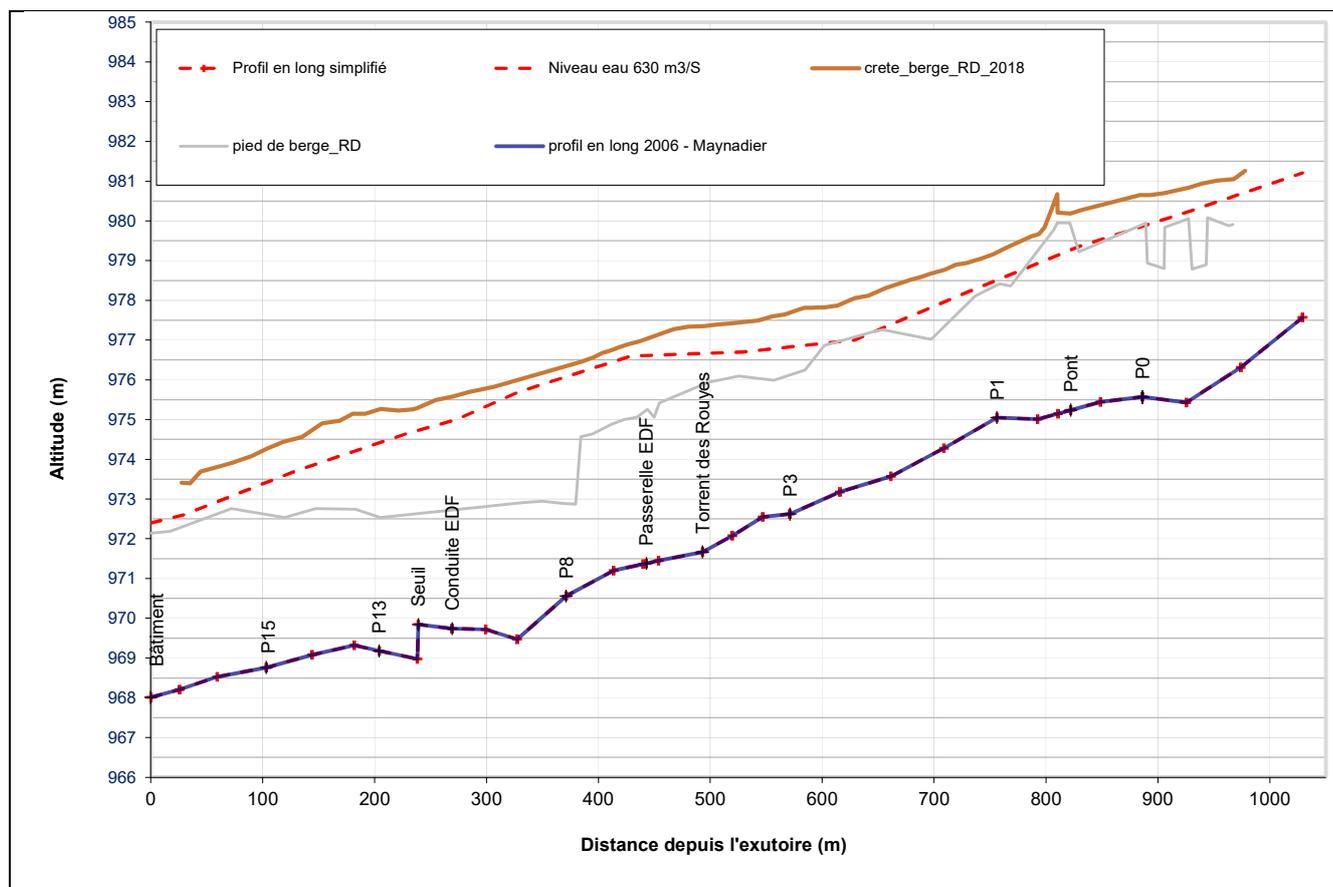
Etant donné l'hétérogénéité de la répartition des pluies reconstituées, SOGREAH estime que le débit de pointe à l'Argentière a sans doute atteint, voire dépassé, 700 m^3/s , avec toutes les incertitudes qui sont attachées à l'évaluation des débits d'une crue, surtout vieille de plus de 150 ans.

Les débits de référence, que nous reprenons pour le présent projet sont donc les suivants, selon les études de SOGREAH déjà citées et notamment le plan de gestion :

Débit max décennal Q_{10} (m^3/s)	Débit max centennal Q_{100} (m^3/s)
220	630
Incertitude : ± 30	Incertitude : ± 60

6.2. ESTIMATION DES HAUTEURS D'EAU ET DES VITESSES

Nous avons reporté sur le profil en long suivant le niveau d'eau calculé pour la crue centennale lors de l'étude hydraulique de SOGREAH d'octobre 2004, le profil du fond du lit étant celui relevé par le géomètre Maynadier en 2006.



On en déduit les hauteurs d'eau suivantes pour la crue centennale (débit de 630 m³/s) :

Site	H _{eau}
En amont du pont	Entre 4 m et 4,5 m
Vers la gendarmerie (amont P3)	4 m
Passerelle EDF	5 m

Pour estimer les hauteurs d'eau et vitesses au droit des protections à mettre en place, nous pouvons aussi effectuer un calcul en régime permanent uniforme (à partir de la formule de Strickler).

Au vu de l'état du lit et de ses berges, et selon la formule de rugosité composée (Einstein 1934), il est probable que le coefficient de Strickler se situe dans une fourchette de 25 à 30. Nous retenons par sécurité la **valeur haute de 30**, qui donne les valeurs de vitesse les plus élevées.

P _{tot}	35	35	35
P _{fond}	25	25	25
P _{berge}	5	5	5
K _{fond}	20	25	25
K _{berge}	50	60	70
P _{tot} /K ^{1.5}	0.31	0.22	0.22
K global	23	29	30

Tableau 1 : calcul de la rugosité selon la formule de rugosité composée

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats obtenus dans la section la plus contrainte (**en amont du pont**), là où les conditions hydrauliques sont donc les plus défavorables (largeur au fond 25 m, pente 0,9 %) :

DONNEES			
Largeur du cours d'eau (L ou W)	25.00 m	D ₅₀	0.06 m
Pente (J)	0.009 m/m	D ₈₄	0.13 m
K _{Strickler}	30	D ₉₀	0.15 m
à défaut $K_{\text{grain}} = 21,1/D_{50}^{(1/6)}$	33.72	D ₈₄ =2,1 D ₅₀	0.13
à défaut $K_{\text{grain}} = 26/D_{90}^{(1/6)}$	35.67		
Débit de projet (Q)	630.0 m ³ /s	q	25.2

Application de l'équation de Manning-Strickler		
h	4.15	m
K	30.00	
S	103.76	m ²
R _h	3.12	m
U	6.07	m/s
Fr	0.95	
Q	630.00	m ³ /s

Tableau 2 : conditions d'écoulement par application de l'équation de Manning-Strickler (K= 30 – L = 25)

On obtient ainsi une hauteur d'eau conforme à celle trouvée par SOGREAH : **h = 4,15 m et une vitesse de l'ordre de 6 m/s.**

Notons que la loi de Manning-Strickler donne des résultats corrects pour des profondeurs relatives (définies par le ratio R/D84) supérieures à 7 environ (Recking 2011). Ici le ratio R_h/D₈₄ vaut 24, ce qui confirme la validité de la loi de Manning-Strickler.

6.3. RELEVÉS GRANULOMETRIQUES

Trois relevés granulométriques ont été effectués dans le lit vif de La Durance selon le protocole de mesure établi par le CEMAGREF :

- Le premier relevé porte sur le site en aval immédiat de la confluence Gyronde/Durance, au niveau d'un banc alluvionnaire situé à l'intrados du coude amont de la Gyronde en rive droite. Il s'agit d'un banc récent, caractéristique du transport solide de la Gyronde (matériau en transit). Contenant beaucoup d'éléments fins et de petits galets, les éléments les plus grossiers ne dépassent pas en général 15 cm. Le diamètre moyen résultant est de 5,8 cm.
- Le second relevé a été effectué au droit d'un site intermédiaire, en amont immédiat du bâtiment de la Gendarmerie, dans un banc déposé en bordure rive droite. On retrouve une plus forte proportion de galets, mais quelques blocs dépassent 40 cm, certains font jusqu'à 60 ou 80 cm de diamètre (matériau en place). Nous estimons que ceux-ci pourraient être remis en mouvement lors de crues rares. Le diamètre moyen atteint alors 10,3 cm.

Cette granulométrie plus grossière pourrait s'expliquer par le fait qu'il s'agit d'une zone de transition entre un tronçon rétréci en amont du pont et une zone plus large en aval, située entre la Gendarmerie et la passerelle. Dans cette zone de jonction, le raccordement des lignes d'eau pour chaque débit modifie la pente de l'écoulement, d'où résultent des vitesses plus faibles, donc formation d'un dépôt de matériaux mobiles sur le fond tendant à rétablir la continuité du transport solide.

- Le troisième site est situé en aval immédiat de la passerelle, toujours en rive droite. La granulométrie est cette fois beaucoup plus fine, le diamètre moyen est de 3,7 cm.

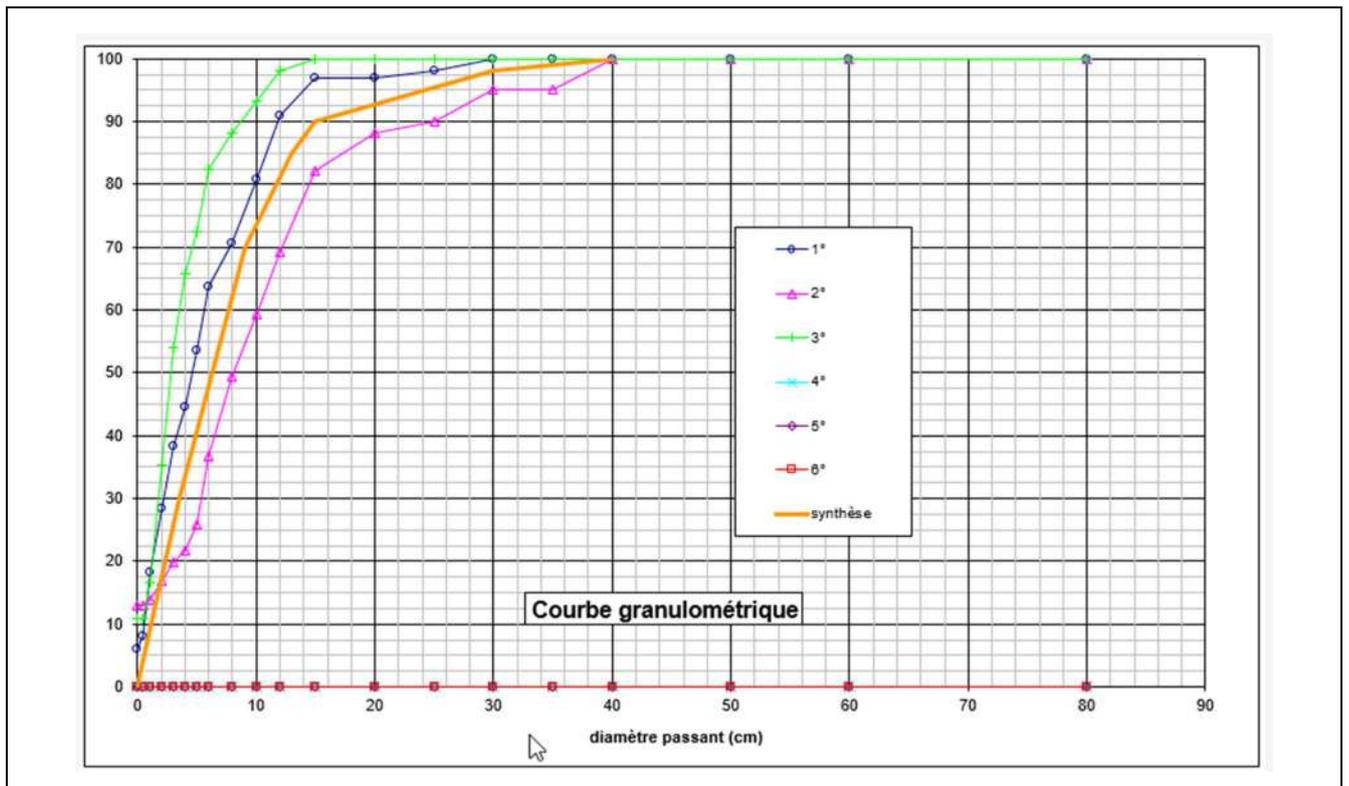


fig. 21 : site amont du système d'endiguement : 1er relevé granulométrique fig. 22 : site intermédiaire du système d'endiguement : 2ème relevé granulométrique



fig. 23 : site aval : 3ème relevé granulométrique

Les trois courbes granulométriques sont reportées au graphique ci-dessous :



En particulier, on en déduit les diamètres moyens obtenus pour chaque relevé :

Relevé granulométrique	dm en cm
1	5,8
2	10,3
3	3,7

A partir de ces trois relevés, nous proposons une courbe granulométrique synthétique qui permet de retenir les valeurs caractéristiques suivantes :

Diamètres caractéristiques retenus				
dm	d50	d90	d30	d90/d30
(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	
7.0	6.0	15.0	3.5	4.3

7. ESTIMATION DES PROFONDEURS POTENTIELLES D'AFFOUILLEMENT

L'estimation de la profondeur d'affouillement en fonction du débit présente une réelle difficulté. Nous cherchons ici à déterminer des ordres de grandeur de l'affouillement potentiel de la digue pour le débit de référence centennial de la Durance, en examinant les diverses causes à l'origine des affouillements et en faisant référence à plusieurs études.

7.1. ANALYSE DES LARGEURS DE LIT (INFLUENCE DU RAPPORT L/H)

On peut rappeler en préambule les tronçons qui nous paraissent les plus exposés au risque d'affouillement en fonction des largeurs du lit.

Les largeurs du lit entre le mur-digue rive droite et la protection de berge en rive gauche sont récapitulées sur le plan de la fig. 24 ci-après.

On a des largeurs très contraintes sur deux tronçons (de l'ordre de 25 m – tracés coloriés en rouge) :

- sur la moitié aval du tronçon 1, c'est-à-dire sur les 150 m en amont du pont de la Bessée,
- sur la moitié amont du tronçon 4, c'est-à-dire sur un linéaire de 160 m au droit du poste RTE.

Comme expliqué dans l'EDD, ces deux tronçons sont les plus exposés au phénomène d'affouillement, puisque ceux-ci sont les plus contraints latéralement : le rapport L/H (avec L : largeur du lit, et H hauteur d'écoulement) est très faible, même pour des débits moyens, (bien inférieur à 10-15). Ainsi, les fortes vitesses induites auront alors tendance à creuser le lit, à défaut de pouvoir l'élargir et à engendrer un basculement de la pente.

On a des largeurs qui sont un peu supérieures, mais qui restent faibles, de l'ordre de 30-35 m, sur les tronçons coloriés en jaune, c'est-à-dire :

- la partie amont du tronçon 1,
- le tronçon 2, en aval du pont et jusqu'à hauteur de la Gendarmerie,
- la moitié aval du tronçon 4, en aval du poste RTE

Ces tronçons seront donc exposés au risque d'affouillement pour des débits plus importants, et évidemment pour le débit centennial (rapport L/H de l'ordre de 10).

Pour ce qui concerne le tronçon 3 situé entre la Gendarmerie et le poste RTE, celui-ci montre de plus grandes largeurs de lit (50 m au niveau de la passerelle) et, de surcroit, il est situé en intrados d'un coude, donc peu soumis au phénomène d'affouillement.



fig. 24 : carte des largeurs de lit de la Durance dans la traversée de l'Argentière

7.2. ANALYSE DU PROFIL EN LONG

Le MNT issu du Lidar de 2020 a permis d'établir un profil en long du fil d'eau de la Durance depuis la fin du stade d'eaux vives jusqu'à la confluence avec la Gyronde, le débit dans la Durance étant de l'ordre de 25 m³/s à la confluence avec la Gyronde au moment de la réalisation du Lidar (source : station de mesure du pont Chancel accessible sur la banque Hydro).

Comme indiqué sur le profil issu du Lidar de 2020 dans le graphique ci-dessous, la zone médiane du système d'endiguement, au droit de la passerelle, constitue une zone privilégiée pour les dépôts en cas de crue avec transport solide, car elle se situe au niveau d'une rupture de pente : pente moyenne de 1 % (ligne verte) en amont, puis de 0,75 % en aval (ligne bleue). Cela n'est pas inquiétant puisqu'il s'agit d'une zone où le lit est plutôt large.

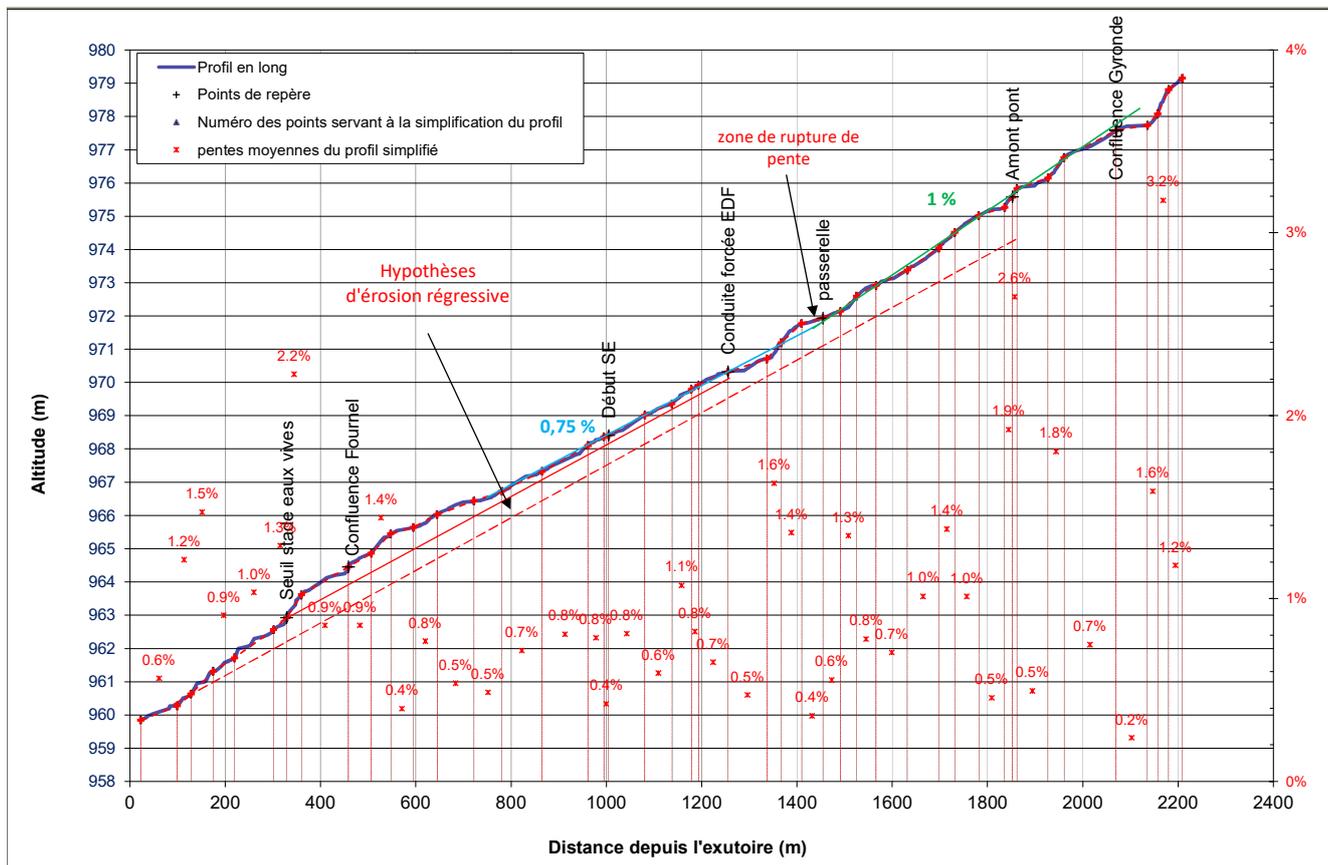


fig. 25 : Hypothèse d'une érosion régressive suite à la rupture du seuil amont du stade d'eau vive - Hypothèse d'une érosion régressive suite à la rupture du pavage du lit dans le stade d'eaux vives

Enfin, on peut évoquer, pour un évènement exceptionnel, la possibilité de rupture d'un ouvrage transversal : il pourrait s'agir du seuil amont du stade d'eau vive, situé à l'aval de la confluence avec le torrent du Fournel, à environ 650 m de la partie aval du système d'endiguement étudié. La pente d'équilibre du secteur d'étude se situant autour de 0,8 %, nous avons appliqué cette pente sur la partie amont du graphique depuis le pied du seuil potentiellement défaillant, comme indiqué par la ligne rouge trait plein sur le graphique ci-dessus. **Il s'avère qu'une érosion régressive serait susceptible d'engendrer théoriquement des affouillements de l'ordre 50 cm jusqu'à la conduite aérienne EDF.**

Autre hypothèse : le lit est pavé à l'aval du seuil avec une pente plus forte, mais si ce pavage venait à disparaître pour une crue exceptionnelle, la pente du lit obtenue par érosion régressive (trait rouge pointillé toujours avec la pente de 0,8 %) se situerait cette fois environ 1 m sous le lit actuel au niveau de la zone d'étude, suite à ce phénomène d'affouillement de grande ampleur.

Toutefois, compte tenu de l'éloignement important de ce seuil, il paraît peu probable qu'une éventuelle érosion régressive se propage lors d'un unique évènement jusqu'au système d'endiguement étudié. Ce scénario n'a d'ailleurs pas été retenu dans l'étude de danger comme facteur susceptible d'engendrer des défaillances du système d'endiguement.

Dans notre secteur d'étude, nous avons également reporté sur le même profil les niveaux des fils d'eau des deux lidars réalisés en 2011 et 2020, pour voir l'évolution du lit pendant ce laps de temps :

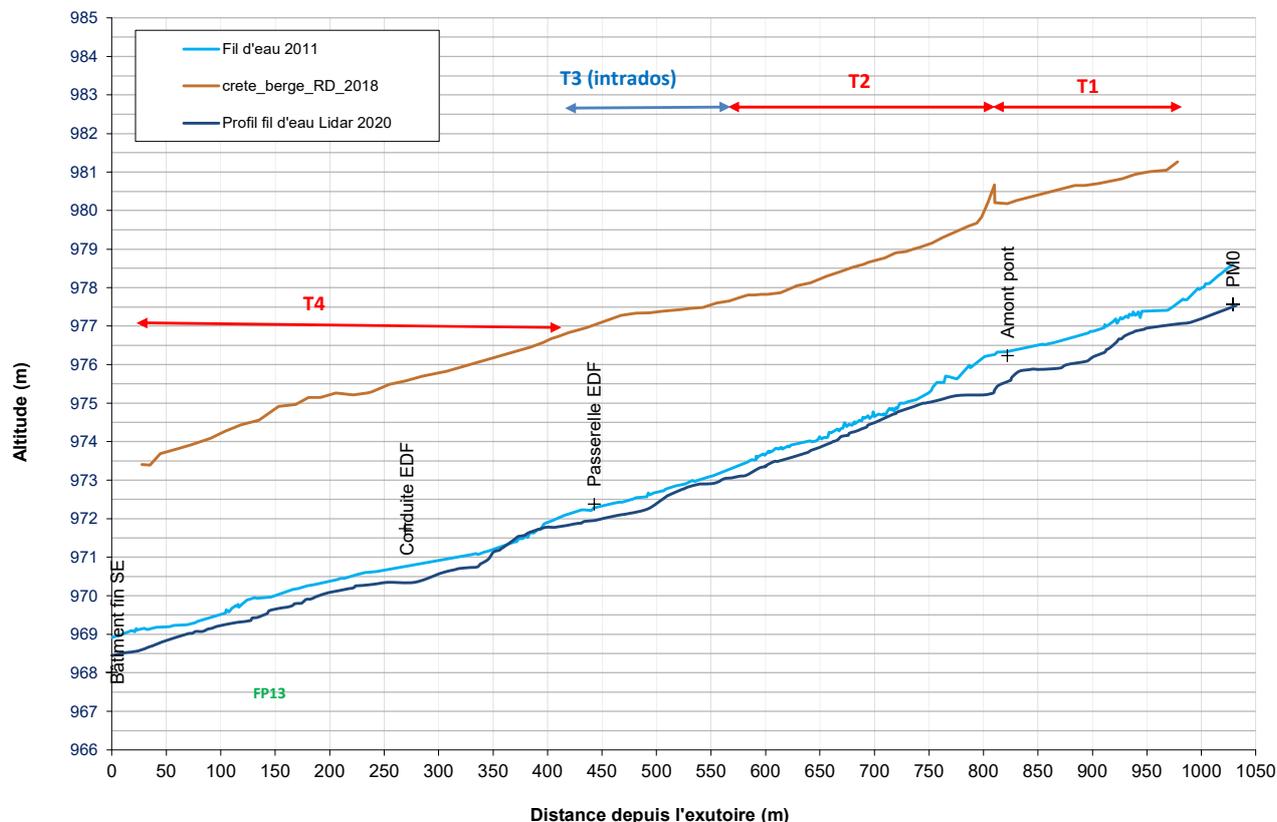


fig. 26 : évolution du profil en long entre 2011 et 2020 dans la zone d'étude

On remarque une faible différence au milieu du graphique, entre le pont et la passerelle EDF, entre le fil d'eau 2011 (en bleu clair) et le fil d'eau 2020 (en bleu foncé), elle peut s'expliquer par les différences de niveaux d'eau dans la rivière à ces deux périodes d'étiage, puisque le Lidar ne relève pas le fond du lit mais le niveau de l'eau dans la rivière.

A noter que le Lidar de 2011 a été effectué en octobre 2011, mois pour lequel le débit moyen mensuel était de $12,5 \text{ m}^3/\text{s}$.

Par contre, en aval de la conduite EDF, et surtout en amont du pont, on voit nettement un approfondissement des profils de l'ordre de 0,50 m, voire 1 m en extrémité amont, valeurs qui sont cependant à corriger, en terme de creusement du lit, par la différence de hauteurs d'eau respectives obtenues au moment des deux relevés lidar ; on voit aussi que la pente a été lissée en amont du pont et on ne voit plus la rupture de pente que l'on observait en 2011 au niveau du pont.

Cette légère incision vient conforter le fait que le tronçon amont du système d'endiguement (T1) est le plus vulnérable vis-à-vis du phénomène d'affouillement.

7.3. CAS PARTICULIER DES RISQUES D'INCISION DU LIT AU DROIT DES RETRECISSEMENTS (PONT)

Nous reprenons ici des considérations déjà énoncées dans l'étude de danger (page 73).

Dans son étude en 2004, SOGREAH explique que des risques d'affouillement sont particulièrement présents dans les secteurs les plus contraints latéralement, notamment au niveau et à proximité du pont de la Bessée et de l'usine EDF.

Cette étude explique notamment qu'un approfondissement du chenal à proximité du pont de la Bessée (à l'époque non rehaussé d'une casquette) est fortement probable compte tenu du rétrécissement du chenal dans ce secteur et des vitesses importantes prises par les écoulements pour des crues importantes. **L'estimation de la profondeur d'affouillement avec une mise en charge du pont de la Bessée pour un débit légèrement inférieur à la crue centennale (550 m³/s) était de l'ordre de 50 cm à 1 m.**

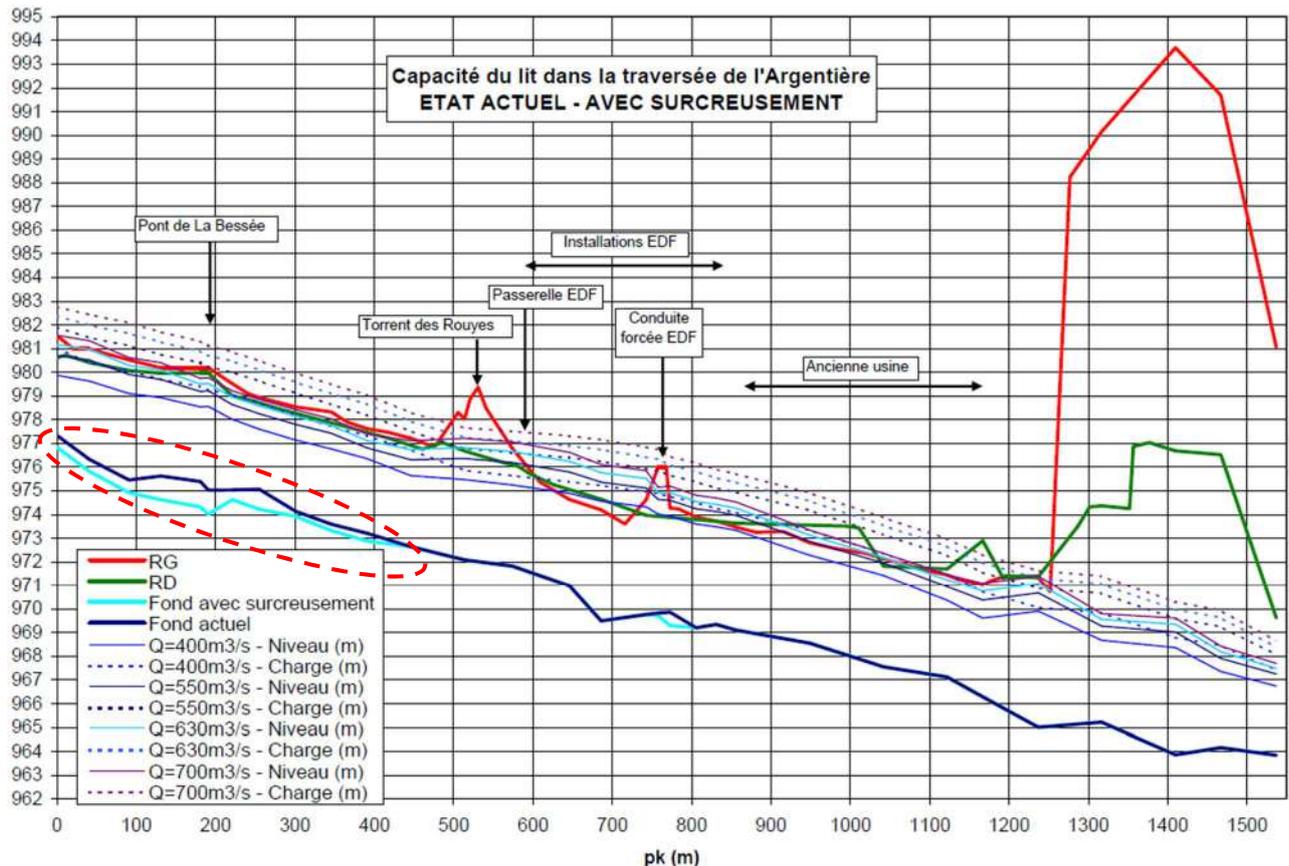


fig. 27 : Résultats des simulations hydrauliques SOGREAH réalisées en 2011 avec surcreusement au pont (tronçon entouré en pointillé rouge)

Aujourd'hui, les présences de la rehausse rive droite de la digue et de la casquette au niveau du pont permettront de faire transiter potentiellement plus de débit sans débordement sur ce secteur (630 m³/s à 700 m³/s). Ces débits non débordants seraient alors logiquement associés à des vitesses plus importantes favorisant encore plus le phénomène d'affouillement.

7.4. ESTIMATION DE LA PROFONDEUR DES FONDS PERTURBES

Les enfoncements que l'on se propose ici de calculer n'ont rien à voir avec une éventuelle érosion régressive ou progressive mais résultent de perturbations locales dues aux rétrécissements locaux (zone de survitesses), aux courbures en extrados, qui peuvent générer des modifications en crue du point d'attaque et de l'angle du courant et donc impacter la digue, soit en terme d'érosion externe, soit en terme d'affouillement.

A ces perturbations localisées peut s'ajouter aussi un phénomène de contraction de l'écoulement contre la digue (parement lisse) qui vient aggraver ce risque d'affouillement en partie amont de l'endiguement.



fig. 28 : vue d'une accélération des écoulements le long d'une digue verticale et lisse

7.4.1. RETRECISSEMENT LOCAL

A la suite des travaux d'Izard et Bradley (1958), puis à des essais, le LNH de Chatou (Ramette, 1981) propose une formule de profondeur maximale des fonds perturbés (ou susceptibles d'être affouillés) au voisinage de rétrécissements locaux :

$$f_p = 0,73 \cdot \left(\frac{Q}{L} \right)^{\frac{2}{3}} / d_m^{\frac{1}{6}}$$

où :

f_p = profondeur maximale des fonds perturbés par rapport à la ligne d'eau correspondant au débit Q ;

d_m = diamètre moyen de sédiments en m ; la variation de ce paramètre difficile à apprécier n'influe qu'à la marge sur le résultat (quelques décimètres) ;

L'affouillement prévisible est ensuite obtenu en calculant la différence entre cette profondeur et la hauteur d'eau pour le débit de crue centennale, soit $\Delta H = f_p - y$.

Pour les trois sites où ont été effectués les relevés granulométriques, on obtient les résultats suivants par cette méthode :

	Q (m3/s)	L (m)	dm (m)	profondeur maxi fonds perturbé fp (m)	hauteur d'eau y (m) (niveau d'eau donné pour la crue centennale par l'étude hydraulique de SOGREAH d'octobre 2004)	Affouillement fp - y
site amont pont	630	25	0.058	10.09	4.5	5.59
site intermédiaire (amont gendarmerie)	630	30	0.103	8.12	4.0	4.12
site aval (transfo)	630	25	0.037	10.87	5.0	5.87

La fourchette de valeurs est assez large, on retient un affouillement moyen de l'ordre de 4 à 6 m.

Notons que les valeurs obtenues par cette approche sont souvent très importantes et que cette méthode convient surtout pour les rivières à fond sableux et pour les affouillements provoqués par les tourbillons et localisés au droit des culées ou des piles centrales de pont : elle ne paraît donc pas tout à fait adaptée pour le cas de la digue de la Durance.

7.4.2. AFFOUILLEMENT A L'EXTERIEUR DES TRONÇONS COURBES (APPROCHE SOGREAH)

Une deuxième approche est basée sur une étude SOGREAH de 1971 : « Les affouillements et la protection des berges dans les coudes des rivières à fond mobile ».

Rappelons qu'au niveau des coudes de rivière, on voit apparaître en période de crue un mécanisme d'érosion externe à l'extrados et un dépôt à l'intrados, en raison d'une distribution des vitesses non uniformes et de courants secondaires (hélicoïdaux).

En présence d'une protection, on a une aggravation de l'affouillement en extrados :

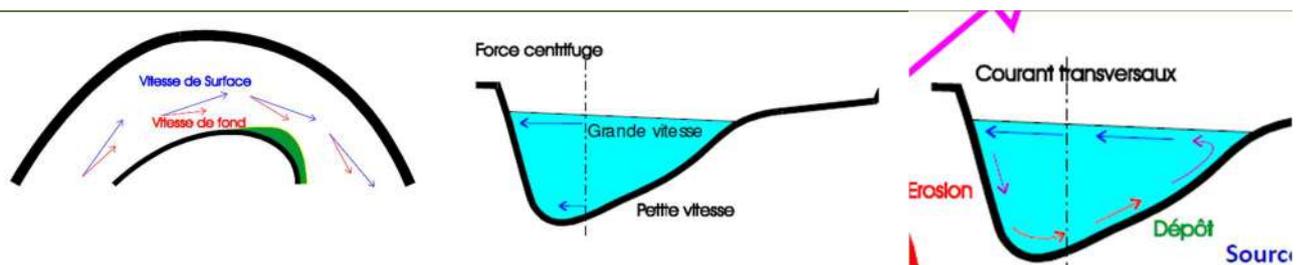
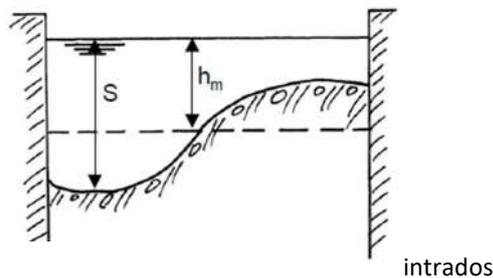


fig. 22 : mécanisme d'érosion externe à l'extrados des coudes – Source : V. Koulinski



Des essais ont ainsi été réalisés par SOGREAH sur modèle réduit. Le domaine d'application est le suivant :

- Pentes de 0,25 % à 2 % ;
- Fond constitué de graviers ou de galets (pas forcément adapté aux sables) ;

Les configurations types étudiées sont :

- Dignes verticales (sécurité totale ou moyenne : 2 abaques) ;
- Dignes verticales avec radier en pied (sécurité moyenne) ;
- Perrés inclinés lisses et rugueux de fruit 3H/2V (sécurité moyenne) ;

Cette méthode permet de connaître l'affouillement maximum sous le fond moyen de la rivière à partir de graphiques.

La profondeur des fonds perturbés mesurée par rapport à la ligne d'eau est obtenue à l'aide des abaques de SOGREAH en fonction de l'importance de la courbure.

Celui concernant les **dignes verticales** (qui est notre cas ici), pour une **sécurité moyenne** (graphique qui doit être communément utilisé selon SOGREAH), est donné en annexe 4.

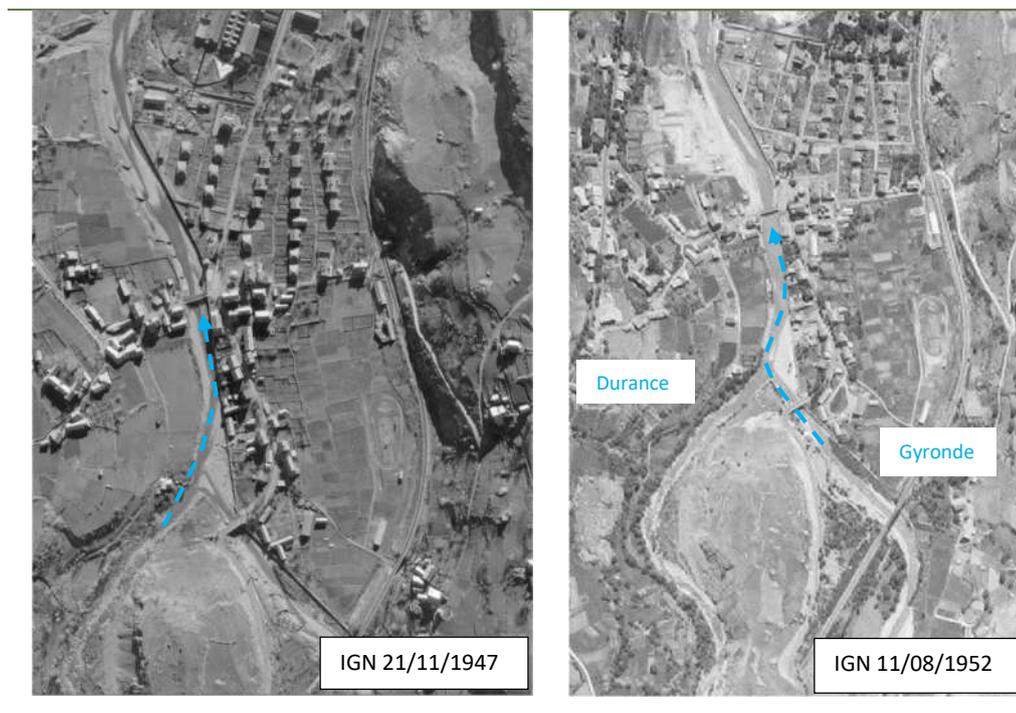
7.4.2.1. Evaluation des courbures le long de la digue

Si l'on regarde en détail le tracé en plan de la Durance au fil du temps avec les photos aériennes, on voit que le lit, nettement calibré, et relativement peu large, dessine des méandres très nets à deux endroits :

↳ site amont : aval immédiat de la confluence Gyronde / Durance

Au droit de la confluence, deux configurations peuvent apparaître en terme de concentration des écoulements préférentiels, selon les débits respectifs dans ces deux rivières.

→ La photo aérienne de 1947 (à gauche ci-dessous) montre que la Durance, en cas de débit faible dans la Gyronde, vient solliciter directement la rive droite en amont du pont :



→ La photo aérienne de 1952 (à droite ci-dessus) montre que la Gyronde sollicite cette fois de façon plus importante directement la rive gauche, avant d'être renvoyée sur la rive droite, par un retour des écoulements concentrés, depuis ce point dur. On remarque que le point d'impact, qui se situe un peu plus en aval que dans le premier cas de figure, tombe à peu près à l'endroit où s'est formée dans le mur, au printemps 2020, une cavité par érosion externe.

Après calcul du rayon de courbure, on trouve :

- Cas de figure 1 (tracé rouge sur l'orthophoto ci-dessous) : $r = 210$ m
- Cas de figure 2 (tracé vert sur l'orthophoto ci-dessous) : $r = 160$ m

On retient le rayon le plus défavorable soit 160 m.

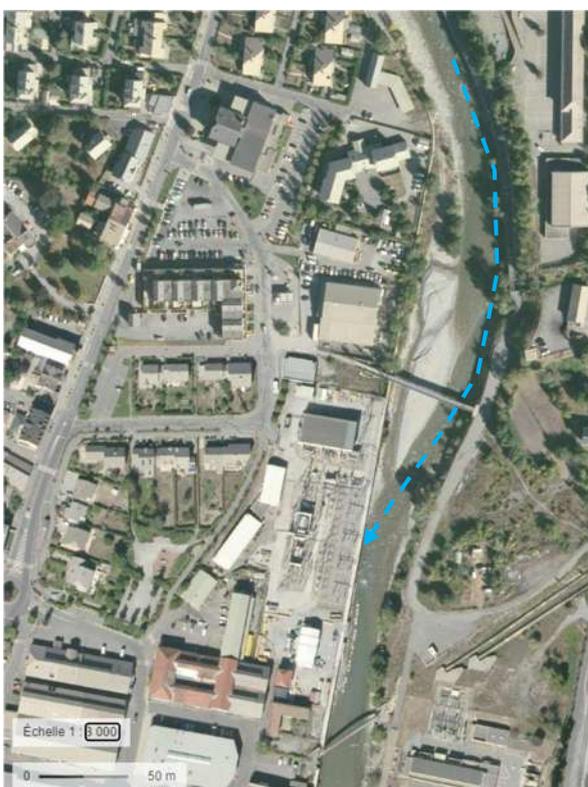


fig. 29 : estimation des rayons de la courbure amont

Tracé rouge : la Durance - Tracé vert : la Gyronde après « rebond » sur la rive gauche

↳ Site aval : au niveau du transformateur RTE

On observe sur l'orthophoto un méandre qui occasionne un renvoi de l'écoulement par « rebond » depuis la fin du coude en intrados vers la digue rive droite au niveau du poste de transformation RTE.



Le rayon de courbure (tracé rouge sur le plan de droite) a cette fois une valeur de l'ordre de 400 m.

7.4.2.2. Estimation de la profondeur d'affouillement par la méthode SOGREAH

Il faut d'abord déterminer la profondeur h_e correspondant au début d'entraînement de diamètre d_{50} . Celle-ci est donnée par la formule de Meyer –Peter :

$$h_e = 0,047 \left(\frac{\gamma' - \gamma}{\gamma} \right) \frac{d_{50}}{i}$$

Où :

γ' est le poids spécifique du matériau (souvent 2,65)

γ est le poids spécifique de l'eau (1)

d_{50} est le diamètre moyen du matériau du lit (en m)

i est la pente de la rivière endiguée (en m/m)

On obtient pour chacun des trois sites :

	Q (m ³ /s)	L (m)	dm (m)	pente (m/m)	profondeur début affouillement $h_e = 0,047 * (\gamma' - \gamma) dm / i$
site amont pont	630	25	0.058	0.009	0.50
site intermédiaire (amont gendarmerie)	630	30	0.103	0.009	0.89
site aval (transfo)	630	25	0.037	0.011	0.26

7.4.2.3. Détermination de la profondeur d'affouillement à partir du graphique donné en annexe 4

Signification des variables du graphique :

- H est la profondeur maximum de l'affouillement à l'extrados du coude sous le niveau d'eau
- $\Delta H = H - h$ est donc la **profondeur de l'affouillement prévisible sous le fond moyen**, obtenu en calculant la différence entre cette profondeur H et la hauteur d'eau, h étant la hauteur d'eau moyenne
- En abscisse on retrouve le groupement h/h_e
- En ordonnée, on trouve la grandeur cherchée divisée par h_e

↳ **Pour le site amont**, on a un rayon de courbure de 160 m et un angle d'environ 25° : on peut donc situer le coude au niveau du **coude 1** du graphique.

Avec un rapport h/h_e (abscisses des graphiques) égal à $4,15/0,50 = 8,3$, on obtient d'après le graphique (sécurité moyenne) : $(H-h)/h_e = 6,50$ m, d'où $\Delta H = 6,50 \times 0,50 = 3,2$ m.

↳ **Pour le site aval**, le rayon de courbure (400 m) et l'angle (25° environ) conduisent aussi à privilégier les coudes 1 et 2. Avec un rapport h/h_e égal à $4,15/0,26 = 16$, on obtient encore d'après le même graphique : $(H-h)/h_e = 6,50$ m, d'où $\Delta H = 6,50 \times 0,26 = 1,7$ m.

On retient **une valeur d'affouillement prévisible maximum de l'ordre de :**

- **3 m pour le site amont** (en aval de la confluence et amont du pont)
- **2 m pour le site aval** (au droit du transformateur RTE)

Ce même graphique donne aussi les valeurs d'affouillement à l'intrados des coudes, que l'on peut appliquer au site intermédiaire de la Gendarmerie et sans doute aussi aux tronçons rectilignes, comme l'ensemble du tronçon 2, situé à l'aval du pont.

On voit alors que $(H-h)/h_e = 3$ m, d'où $\Delta H = 3 \times 0,89 = 2,7$ m pour le **site intermédiaire**.

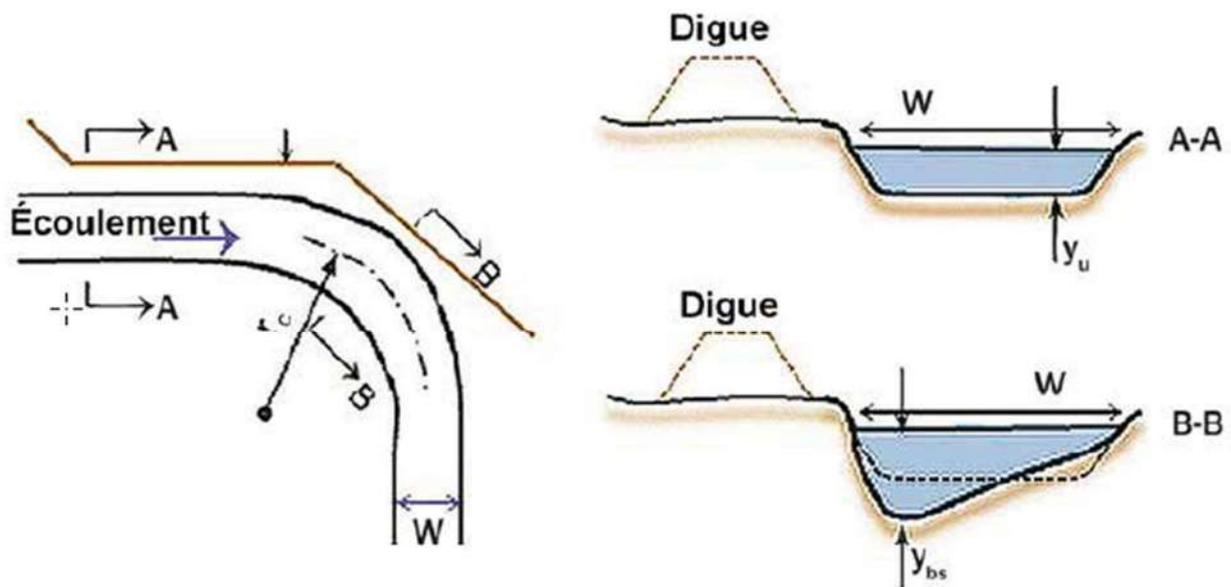
7.4.3. AFFOUILLEMENT DANS LES COUDES SELON LE GUIDE INTERNATIONAL SUR LES DIGUES (ILH – VERSION FRANÇAISE 2019).

Ce guide international sur les digues traduit en français en 2019, document de référence technique commun au niveau international sur les digues de protection contre les inondations (œuvre collective- éditions CEREMA), donne également des valeurs d'affouillement potentiel en fonction du rayon de courbure des coudes. Nous les reprenons ci-dessous :

Lacey (1930) a considéré différentes classes de profil transversaux, pour une section de forme semi-elliptique, qui peuvent apparaître dans une rivière en fonction des différents rayons de courbure du coude. Lacey a utilisé une relation où un périmètre mouillé constant et un profil en travers constant existent pour les différents stades de l'ajustement latéral du chenal d'écoulement dû à l'accroissement des profondeurs d'affouillement (cf. figure 8.23). Lacey synthétise l'influence du rayon de courbure du coude sur la profondeur maximale d'écoulement y_{bs} comme le montre le tableau 8.7 où R est le rayon hydraulique dans le chenal uniquement. Neill (1973) a fourni des coefficients comme ceux recommandés par l'Indian Roads Congress (1966).

Tableau 8.7 Quelques coefficients reliant le rayon de courbure du coude et la profondeur maximale de l'écoulement dans une section transversale

Types de rayon de courbure d'un coude de rivière	Lacey (1930), y_{bs}/R	Neill (1973), y_{bs}/R
Très étroit/contraint	1,00	-
Rectiligne	1,27	1,25
Coude peu prononcé	1,50	1,50
Coude très prononcé	1,75	1,75
Coude à angle droit	2,00	2,00
Le long des falaises et des murs	-	2,25



Application numérique :

Pour le site en amont du pont, si l'on applique le coefficient donné pour un coude prononcé, on obtient $y_{bs}/R = 1,75$, soit pour un rayon hydraulique d'une valeur de 3,1 (équation de Manning-Strickler), cela donne $y_{bs} = 5,4$, d'où la valeur de la profondeur d'affouillement :

$y_{bs} - y_u = 5,4 - 4,15 = 1,25$ m. L'affouillement est donc cette fois plus modéré que celui calculé avec la méthode SOGREAH.

Par contre, si l'on applique le coefficient unique donné pour un écoulement le long d'un mur (2,25), le calcul donne cette fois une profondeur d'affouillement de **2,80 m**.

Le guide ILH poursuit avec une autre formule :

Plusieurs chercheurs ont introduit une marge de sécurité pour l'influence de l'angle d'un coude sur la profondeur maximale d'écoulement dans ce coude (Galay *et al.*, 1987, Apmann, 1972, Thorne, 1988, Thorne *et al.*, 1995, Thorne et Abt, 1993, et Maynard et Hubbard, 1993). Thorne (1988) utilisa les données de 70 coudes le long de la Red River entre l'Arkansas et la Louisiane aux États-Unis pour mettre au point une relation entre y_u et y_{bs} de la forme :

$$\frac{y_{bs}}{y_u} = 2.07 - 0.19 \ln \left[\left(\frac{r_c}{W} - 2 \right) \right] \quad (8.62)$$

pour $r_c/W > 2$ avec y_u la profondeur moyenne de l'écoulement (Aire, A / largeur, W) dans le chenal à l'amont du coude.

L'application de la formule 8.62 donne ainsi :

- pour le site amont : $r_c = 160$ m et $W = 25$ m, d'où le rapport $y_{bs}/y_u = 1,80$ m, et la valeur de la profondeur d'affouillement sous le fond moyen : $y_{bs} - y_u = (1,80 \times 4,15) - 4,15 = \mathbf{3,3}$ m.
- pour le site aval : $r_c = 400$ m et $W = 25$ m, d'où le rapport $y_{bs}/y_u = 1,60$ m, et la valeur de la profondeur d'affouillement sous le fond moyen : $y_{bs} - y_u = (1,60 \times 4,15) - 4,15 = \mathbf{2,4}$ m.

7.5. CONCLUSION SUR LES PROFONDEURS POTENTIELLES D'AFFOUILLEMENT RETENUES ET LES TRONÇONS CONCERNES

Compte tenu de ces différentes méthodes alternatives qui peuvent servir de guide pour l'estimation de l'affouillement, il nous paraît cohérent de retenir des valeurs maximales d'affouillement, en crue centennale, qui se situent dans les fourchettes suivantes :

- **un affouillement global potentiel de 2 à 3 m pour l'un des tronçons qui est le plus contraint et qui peut par ailleurs recevoir des écoulements en retour de la Gyronde, avec un coude assez prononcé à savoir le tronçon 1 en amont du pont,**
- **un affouillement global potentiel de 1 à 2 m pour les autres tronçons : soit le tronçon 2 en aval du pont et la totalité du tronçon 4.**

8. BILAN DES INVESTIGATIONS SUR LES RECONNAISSANCES DES FONDATIONS DE LA DIGUE

Comme indiqué au chapitre 3, la communauté de communes du Pays des Ecrins a fait réaliser à l'automne 2020 une nouvelle campagne de reconnaissances des fondations de la digue à la pelle mécanique. Cette mission a été effectuée par le bureau d'études CONFLUENCE.

15 sondages terrassés (notés FP1 à FP15) à la pelle araignée ont ainsi été réalisés en novembre 2020 par l'entreprise ALLAMANNO sous la conduite du bureau d'études CONFLUENCE.



fig. 30 : Photo prise au niveau du sondage FP1

Le rapport d'investigation avec le compte-rendu détaillé des reconnaissances est joint en annexe 1.

Notons que les profondeurs de fondation qui figurent au droit de la digue sur le rapport de Confluence sont mesurées par rapport au niveau du TN de la berge rive droite et non par rapport aux cotes de fond de lit (qui n'ont pas été relevés au cours de ces sondages), compte-tenu de la présence de dépôts.

De plus, les valeurs données dans le tableau 8.8 du rapport de Confluence concernent l'assise de la fondation et non le haut de la fondation en béton.

Un travail de recalage de la position relative du fond du lit (issue du relevé Lidar 2020 réalisé à la même date) par rapport au pied du mur maçonné ou au sommet de la fondation a ainsi été effectué (cf. profil en long ci-après).

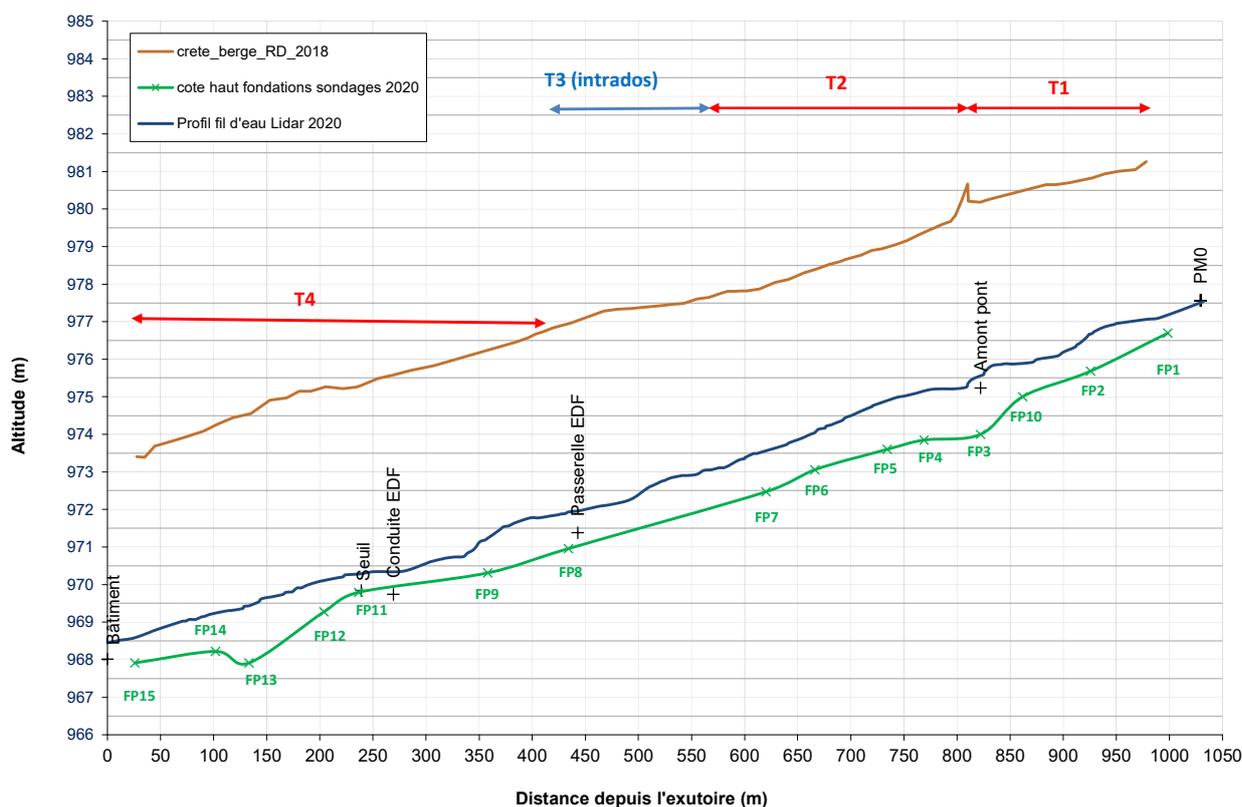


fig. 31 : Evaluation de la position des fondations (ou pied de mur) du mur maçonné sur le profil en long

Nous pouvons observer sur ce graphique que **la marge de manœuvre avant affouillement du mur est relativement faible** :

- elle est seulement de **0,50 m à 0,80 m au niveau du tronçon 1** (le FP3 n'est pas représentatif car il a été effectué au niveau de la culée amont du pont qui descend plus profondément), alors que le lit est très étroit,
- elle est un peu plus importante sur le tronçon 2 à l'aval du pont : de l'ordre de 1 – 1,40 m,
- elle redevient très faible depuis la passerelle jusqu'à la fin de la digue, c'est-à-dire sur une majeure partie du tronçon 4 (si l'on excepte le FP13 où l'on observe un approfondissement localisé de la fondation qui paraît douteux) : la marge avant mise à nue partielle ou totale de la fondation est de moins d'1 m et même à peine de **0,50 m au niveau de la conduite aérienne EDF (FP11)**, avec de nouveau un lit étroit.

Les investigations géotechniques ont montré également que cette **fondation a été réalisée pleine fouille et avec du béton de mauvaise qualité, très maigre qui s'effrite**. Ainsi cette fondation possède un niveau de résistance très faible avec des risques importants d'érosion dès lors qu'elle sera en contact avec les écoulements.

9. PRESENTATION DES TRAVAUX ENVISAGES

9.1. TRAVAUX DE CONFORTEMENT DU MUR CONTRE L'ÉROSION EXTERNE

9.1.1. DESORDRES CONSTATES VISUELLEMENT

Comme indiqué au paragraphe 5.1, la lutte contre l'érosion externe du mur-digue passe par des travaux de confortement de la cavité, de rejointoiement, de comblement de pierres manquantes et de reprise ponctuelle de bombement.

9.1.1.1. Confortement de la cavité évidée (tronçon 1 - PM 141)

Le but est de combler cette cavité, tout en la confortant et en lui donnant un aspect extérieur identique à celui du mur existant.

Compte tenu de la profondeur de l'évidement, de l'ordre de 50 cm, avec un maximum de 0,80 m, et de la présence de moellons liaisonnés avec un mortier de mauvaise qualité à l'arrière de l'ancien parement, il est envisagé tout d'abord un renforcement du mur ouvert par remplissage de la cavité grâce à **un massif bétonné en béton projeté** : il s'agit de réaliser une coque en béton projeté, avec projection du béton réalisée par voie sèche, car cette méthode présente les avantages suivants :

- bonne adhérence sur la structure existante
- résistance élevée
- bonne résistance aux cycles gel/dégel
- projection en forte épaisseur sans adjuvants

La préparation du support est importante : on procédera au repiquage des parties friables des moellons, et au sablage général du parement à protéger

Le béton projeté qui doit être réalisé sur une épaisseur de 30 à 50 cm environ, sera mise en œuvre par passes successives d'épaisseur maximale de 10 cm avec un délai d'attente d'au moins deux heures entre deux passes. Un ferrailage sera mis en place sur le parement à traiter et sur la maçonnerie à protéger (par exemple deux nappes de treillis soudé : ST 40 C puis ST 25 C), et il sera procédé à la mise en place d'ancrages pour connecter le ferrailage au vieux mur. Il pourra s'agir de barres Gewy de diamètre 25 mm ou auto-forant type R32 5S et scellées sur une longueur nominale de 1 m à 1,50 m, suivant un quadrillage de 1 m x 1 m (soit 6 à 7 ancrages).

L'enrobage de toute pièce métallique doit être au minimum de 3 cm et respecter les règles du béton armé.

Les forages sont réalisés par rotation sans percussion excessive pour éviter tout ébranlement de la maçonnerie. Ces forages doivent atteindre la partie saine de la maçonnerie sans pour autant traverser cette dernière. La technique des ancrages autoforant en Ø 76 mm sera ici privilégiée pour ne pas faire ébouler l'ancienne maçonnerie.

La projection doit être réalisée par un opérateur de projection (porte-lance) qui doit être certifié « ASQUAPRO » et des essais de pastillage pour vérifier l'adhérence du béton seront prévus.

A la fin de cette opération de béton projeté, on scellera des connecteurs HA 8 à la résine dans la coque en béton (maillage 0,50 m x 0,50 m) et on pourra procéder à un **habillage du parement en pierres maçonnées** (épaisseur queue moyenne $q = 0,20$ m), avec scellement de celles-ci dans la paroi béton.

On pourra prévoir de rajouter quelques barbacanes pour drainer les éventuelles arrivées d'eau.

A noter que la technique du béton projeté conduit à des pertes dans des proportions non négligeables (30 %), il faudra donc récupérer et évacuer ces pertes en béton (à l'aide par exemple d'un géotextile posé au sol devant la cavité) pour éviter toute pollution de la rivière.

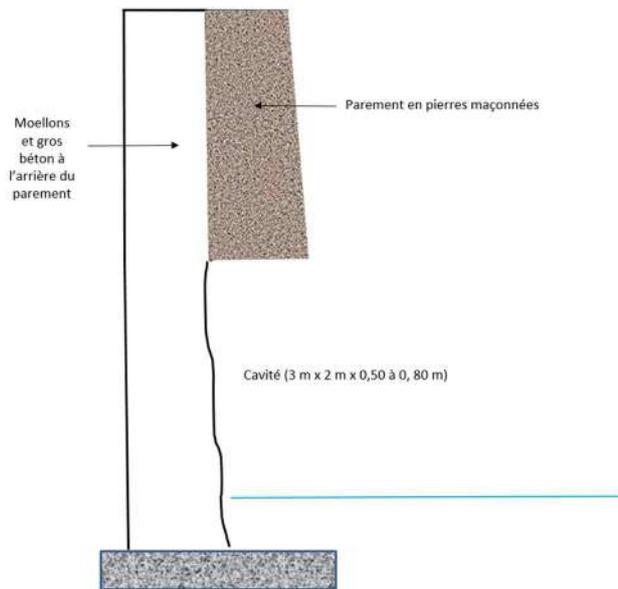


fig. 32 : schéma avant travaux du mur à conforter

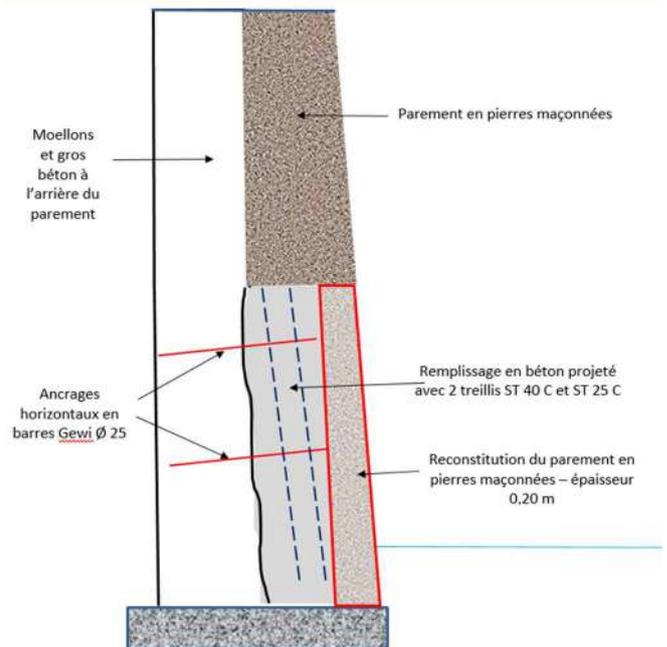


fig. 33 : schéma après travaux



fig. 34 : vue de la technique de béton projeté pour réaliser un buton (protection contre les chutes de blocs)

Le volume à mettre en œuvre en béton projeté est estimé à 5 m³ (en prenant de la marge sur les bords de la cavité qui nécessiteront peut-être un élargissement pour retrouver un parement en bon état) et la surface à traiter en parement est estimée à 7 ou 8 m².

9.1.1.2. Travaux de rejointoiement de la maçonnerie

Il paraît nécessaire de procéder à un **rejointoiement de toutes les parties dégradées des pierres constitutives du mur** (voir planche photos en annexe 3) car c'est une phase d'entretien indispensable, à faire régulièrement : le joint qui est là pour empêcher les infiltrations d'eau prend le premier les déformations (la chaux étant moins dure que la pierre) et le gel peut détacher le joint du reste du mur.

Il faut donc effectuer les opérations suivantes :

- Préparation de surface : dégarnissage c'est-à-dire enlèvement de l'ancien mortier au marteau burineur (petit marteau piqueur), nettoyage et décapage au jet d'eau sous pression et finition au marteau. La profondeur du dégarnissage doit être de 4 cm environ en une seule phase dans le cas normal.
- Après humidification du joint, rejointoiement par la méthode traditionnelle : par jet manuel avec bourrage à la « langue de chat » et refoulement au fer ou bien utilisation d'une machine avec compresseur (sablon), un joint efficace faisant une épaisseur minimale de 3 cm et s'arrêtant au ras des pierres.
- Finition des joints avec une éponge ou une brosse après une « prise » suffisante du mortier.

On utilisera un mortier bâtard chaux/ciment (25% de ciment/75% de chaux) type FL 5 dosé à 250-300 kg/m³, car celui-ci reste respirant et moins dur que le ciment qui empêche la souplesse voulue dans une maçonnerie de pierres. En effet, le joint doit toujours être plus souple que la pierre, donc l'emploi d'un mortier de ciment "pur" n'est pas recommandé.

La surface des zones à traiter est estimée à 550 m², selon le métré donné au paragraphe 11.1.2, et en intégrant une provision pour quantités supplémentaires de 10 %.

9.1.1.3. Reprise de maçonnerie et des bombements

Il s'agit de **reconstituer localement la maçonnerie** après avoir démonté au pied de biche tous les pierres non stables et formant un bombement sur le parement.

Les éléments déplacés doivent être réalignés. Les éléments déplacés sont déposés en prenant préalablement le soin de caler les moellons voisins afin de ne pas les déstabiliser.

La reprise des pierres altérées et lacunes sera conduite de la façon suivante :

- le repiquage en recherche,
- en cas de cavité n'excédant pas 8 cm de profondeur : la reconstitution des cavités est effectuée par reconstitution de la pierre au mortier,
- en cas de cavité excédant 8 cm de profondeur : il est mis une nouvelle pierre avec mortier,
- Le jointoiment : remplissage des joints de maçonnerie dans leur partie apparente.

En outre, toutes les pierres devront présenter les caractéristiques (résistance, clarté, contenu, aspect) aussi voisines que possible de celles des matériaux en place sur l'ouvrage, et leur aspect doit s'intégrer avec celui des maçonneries existantes.

La surface à traiter est estimée à 60 m², selon le métré donné au paragraphe 11.1.2, et en intégrant une provision pour quantités supplémentaires de 20 %.

9.1.2. DESORDRES EVENTUELS A L'INTERIEUR DE LA DIGUE

Des reconnaissances géophysiques par radar ont été effectuées par la société INNOGEO au mois de novembre 2020 sur un grand linéaire de la digue. L'objectif des auscultations radar était de localiser la présence éventuelle de cavités afin de cibler au mieux les parties à reprendre.

Un radar géophysique de marque GSSI SIR 3000 couplé à deux antennes de fréquence 400 MHz, permettant d'atteindre des profondeurs d'investigation de 3 m a donc été passé sur le mur, selon des profils verticaux espacés de 1 m.



fig. 35 : inspection de la digue par un radar géophysique



fig. 36 : linéaire inspecté : découpage en trois sections distinctes de l'amont vers l'aval (630 ml)

L'ensemble du linéaire n'a pu être réalisé du fait de difficultés d'accès aux profils de mesure ou bien du fait, au niveau du poste électrique, de perturbations électromagnétiques rendant inopérante la méthode radar (190 ml n'ont pas pu être inspectés).

Les conclusions du rapport d'INNOGEO fourni en annexe 2 sont les suivantes :

Les mesures radar ont mis en évidence **de nombreuses anomalies en arrière du parement de la digue**. On note plus particulièrement des anomalies pluri-métriques pouvant correspondre à des zones de décompression, voire des cavités.

6 zones se distinguent, en début et fin de linéaire d'auscultation (indiquées en couleur rouge sur le plan ci-dessous), par une forte concentration d'anomalies pluri métriques pouvant indiquer une dégradation plus importante du corps de digue par rapport à l'ensemble de la digue auscultée.

Zone	Section	PM Début	PM fin	Hauteur moyenne (m)	Profondeur moyenne (m)
1	3	- 130 m	-90 m	0,8 m	2,2 m
2	3	-50 m	-24 m	0,8 m	2,3 m
3	3	-16 m	-7 m	1,0 m	1,6 m
4	1	-127 m	-87 m	2,0 m	2,1 m
5	1	-81 m	-48 m	2,0 m	2,6 m
6	1	-40 m	-2 m	2,0 m	2,6 m

Tableau 3 : Description des zones d'anomalies pluri métriques (source : rapport INNOGEO - Novembre 2020)



fig. 37 : zones en rouge présentant une succession d'anomalies : 1 à 3 en aval et 4 à 6 en amont

(source : rapport INNOGEO - Novembre 2020)

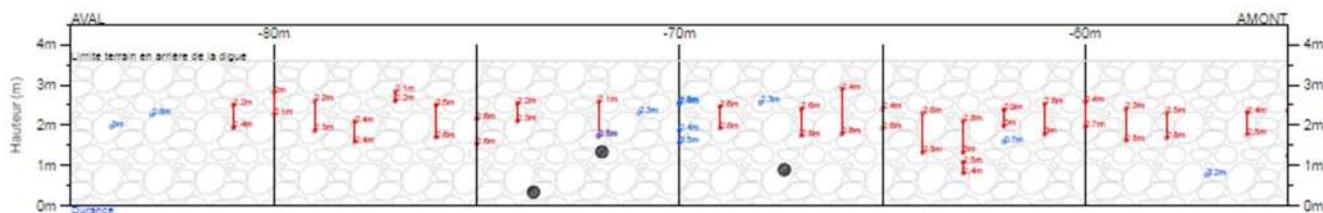
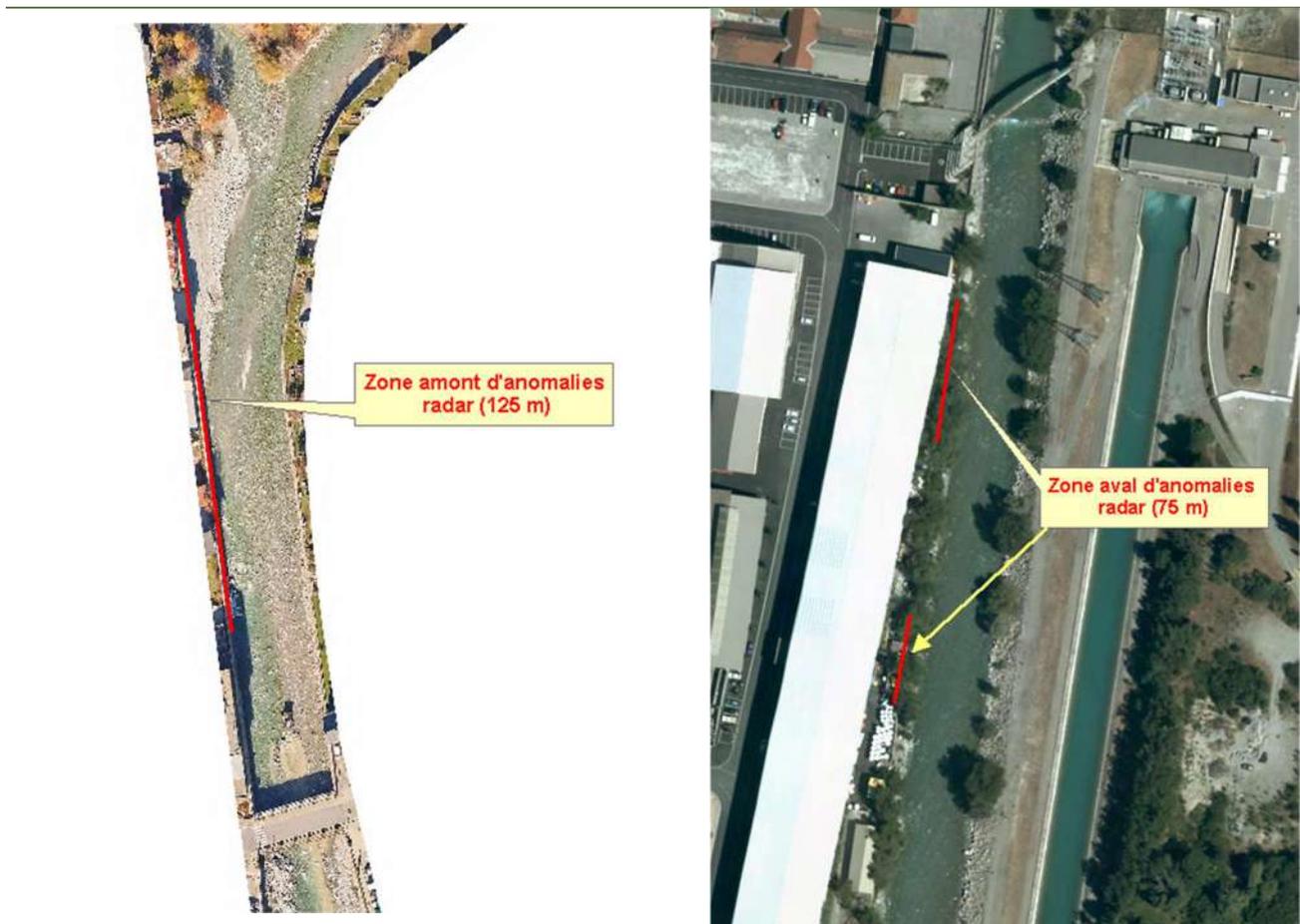


fig. 38 : exemple d'anomalies plurimétriques détectées sur la zone 5 amont (source : rapport INNOGEO - Novembre 2020)

Les zones 1, 2 et 3 représentent un linéaire de 75 ml et les zones 4, 5 et 6 un linéaire global de 125 ml.

L'auscultation a donc permis de mettre en évidence des zones décomprimées, voire des cavités, en profondeur mais peu d'anomalies en surface : Les anomalies pluri métriques sont celles les plus à même de correspondre à des désordres importants en arrière du parement, voire à des cavités.

On note que les anomalies radar sont principalement localisées vers 2 mètres de hauteur au droit des sections 1 et 2, et vers 1 mètre de hauteur au droit de la section 3. En moyenne, les anomalies se situent vers 2 mètres de profondeur.

Il est donc nécessaire maintenant de voir d'où proviennent ces anomalies radar : terrains sableux décomprimés, problème d'infiltration d'eau, ou bien mortier à l'intérieur de la digue qui s'est dégradé (mortier ancien, de mauvaise qualité).

Notons que le vieillissement du mortier est une cause fréquente de la désorganisation de la maçonnerie, ce phénomène pouvant être aggravé par des arrivés d'eau à l'intérieur de la maçonnerie. La désagrégation des mortiers dans cette maçonnerie, accompagné éventuellement d'un tassement des moellons au fil du temps, pourrait alors provoquer des vides dangereux à l'intérieur du mur.

9.1.2.1. Forages de contrôle et passage caméra

Pour éviter de démonter totalement la maçonnerie pour voir d'où viennent l'origine de ces cavités, nous proposons de réaliser des forages de contrôle dans le parement afin de vérifier physiquement à l'aide d'une caméra passée dans ces forages l'origine de ces anomalies.

Nous prévoyons **10 forages à l'intérieur de la digue réalisés par roto percussion (Ø 110 mm)**, sur 2 m à 2,50 m de profondeur, avec tubage à l'avancement avec un tube transparent Ø 90 mm permettant une inspection télévisée de ces forations.

9.1.2.2. Confortement par injections de la maçonnerie si nécessaire

Par ailleurs, nous proposons de prévoir, au cas où cela serait nécessaire et selon les résultats de l'inspection télévisée, des travaux plus conséquent de confortement par **injection de la maçonnerie à l'aide d'un coulis de ciment** : il s'agit d'une consolidation par coulage, si on observe du vide dans le remblai entre les voutes et les contreforts.

Le coulage de certains éléments permet en effet de consolider la maçonnerie sans avoir à les démonter. Il évitera aussi les infiltrations d'eau à l'intérieur de la maçonnerie.

Les opérations consistent :

- à réutiliser les forages précédents en Ø 100 mm et éventuellement à exécuter de nouveaux forages par roto percussion, ou éventuellement par carottage au diamant (si vibrations dangereuses pour la bonne tenue de l'ouvrage) à travers les joints des parements. Le diamètre de ces forages varie habituellement de 40 à 90 mm,
- à mettre en place des tubes pour injection directe. Leurs extrémités seront équipées de raccords permettant le branchement de manomètres et des tuyaux d'alimentation en coulis,
- à injecter sous pression un liant pur (ciment ou chaux) saturé en eau, le coulage se faisant tous les 2 m² environ.

On peut partir sur un volume de maçonnerie à conforter de : 200 ml x hauteur 2,50 m x épaisseur 1 m = 500 m³.

On prévoit normalement une quantité de coulis à injecter entre 5% et 10% du volume à régénérer, **soit dans le cas présent un volume de 50 m³ de coulis au maximum.**

En outre, des barbacanes devront être rajoutées à travers le mur si des infiltrations d'eau sont visibles.

9.2. TRAVAUX DE PROTECTION DE LA DIGUE CONTRE L'AFFOUILLEMENT

9.2.1. LINEAIRE ENVISAGE

Compte tenu des tronçons potentiellement affouillables (présentés au paragraphe 7.5) et des profondeurs de fondations observées lors des sondages à la pelle, **nous proposons de traiter un linéaire de 870 ml** qui est reporté sur le plan ci-dessous :



Le linéaire à conforter se répartit ainsi :

- 200 m en amont du pont (tronçon 1)
- 670 m en aval du pont (tronçon 2 de 225 ml et tronçon 4 de 445 ml)

Le tronçon 1 apparaît prioritaire compte tenu des faibles profondeurs de la fondation du mur par rapport à la ligne d'eau du Lidar 2020.

9.2.2. SOLUTIONS ENVISAGEES

Le principe d'aménagement retenu consiste à :

- ne pas diminuer la largeur du lit actuel, car la section de la Durance est déjà trop réduite dans la traversée de l'Argentière la Bessée,
- donner au mur maçonné existant un niveau de fondation suffisant pour résister aux affouillements,
- ne pas être déchaussé par affouillement,
- empêcher la vidange du remblai contenu derrière le mur.

9.2.2.1. Confortement et protection par poutre parafouille en béton

Une solution classiquement employée pour effectuer une reprise en sous œuvre et abaisser les cotes de fondation consiste à mettre en place une **poutre parafouille en béton armé** préfabriquée ou coulée sur place au pied de la digue existante et à effectuer un remplissage des cavités en arrière en gros béton.

D'autre part, il faut rappeler que la mise en place d'une protection augmente la profondeur des affouillements comme le montre les schémas ci-dessous :

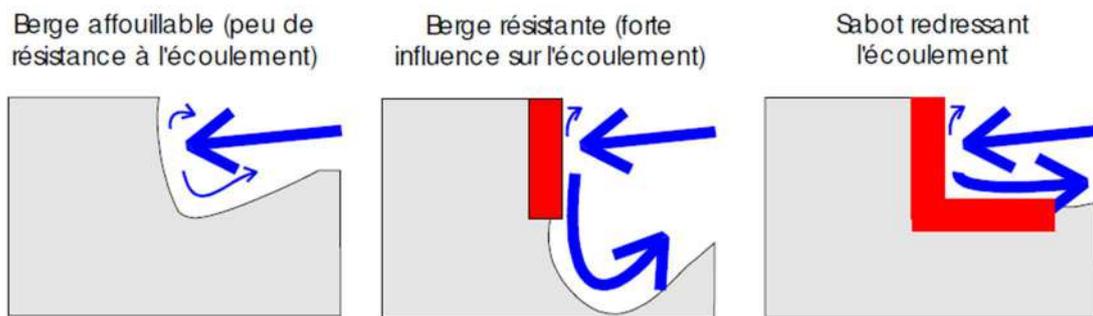


fig. 39 : effet des protections de berge sur l'affouillement – Source : V. Koulinski

Il est indispensable de prendre en compte ce surcreusement : le redressement de l'écoulement par un sabot est une solution bien adaptée.

Ce sabot constitue un élément essentiel de la tenue de l'ouvrage, il doit pouvoir s'adapter aux évolutions futures du lit et sera calé au niveau du lit le plus bas.

Par conséquent, **un sabot en enrochements secs** disposés en banquettes, afin de suivre au mieux les déformations du fond du lit consécutives aux affouillements, doit être rajouté devant la poutre parafouille, suivant le schéma et la photo d'un chantier (confortement de la digue du torrent de Chagne à Vars) donnés ci-après :

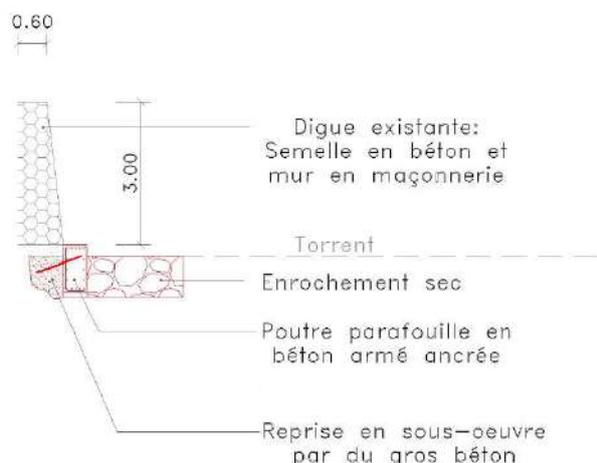


fig. 40 : Coupe type du dispositif anti-affouillement par poutre BA et sabot (digue du Chagne – Vars)



Cependant, cette solution se heurte au problème de la présence de la nappe à faible profondeur (des arrivées d'eau à - 0,80 m ont été observées lors des sondages à la pelle), ce qui risque d'engendrer des problèmes de pollution de la rivière par les laitances de béton.

On peut imaginer de procéder par plots successifs le long du mur (tranchée sur quelques mètres seulement), de coffrer chaque plot devant et sur les côtés pour l'isoler et de pomper l'eau vers un fossé de décantation au moment du coulage du béton, mais cela s'avèrera compliqué compte tenu de la faible pente de la rivière et sans doute réalisable seulement en cas de nappe très basse lors des travaux, la mise en œuvre de béton devant nécessairement se faire hors d'eau.

Le risque est aussi de devoir mettre en œuvre de grosses quantités de gros béton pour combler les vides sous le mur, derrière la poutre parafouille.

L'ajout d'une poutre en béton préfabriqué, au lieu de béton coulé en place, pose quant à elle le problème de l'accrochage de la poutre avec le vieux béton de la fondation existante et ne permet pas de s'affranchir du béton à injecter à l'arrière de la poutre.

Cette solution couteuse et compliquée à mettre en œuvre ne sera donc pas retenue dans la suite de l'étude.

9.2.2.2. Solution rideau de palplanches devant le mur

La mise en place de palplanches est un travail relativement complexe qui demande une grande réflexion sur la méthode de mise en place.

Il s'agit de travaux de mise en œuvre d'un rideau de palplanches métalliques devant le pied du mur, côté rivière et ancrées suffisamment sous le niveau du lit pour apporter une protection contre l'affouillement de la fondation. Ces palplanches foncées sont généralement couronnées par une poutre en béton.

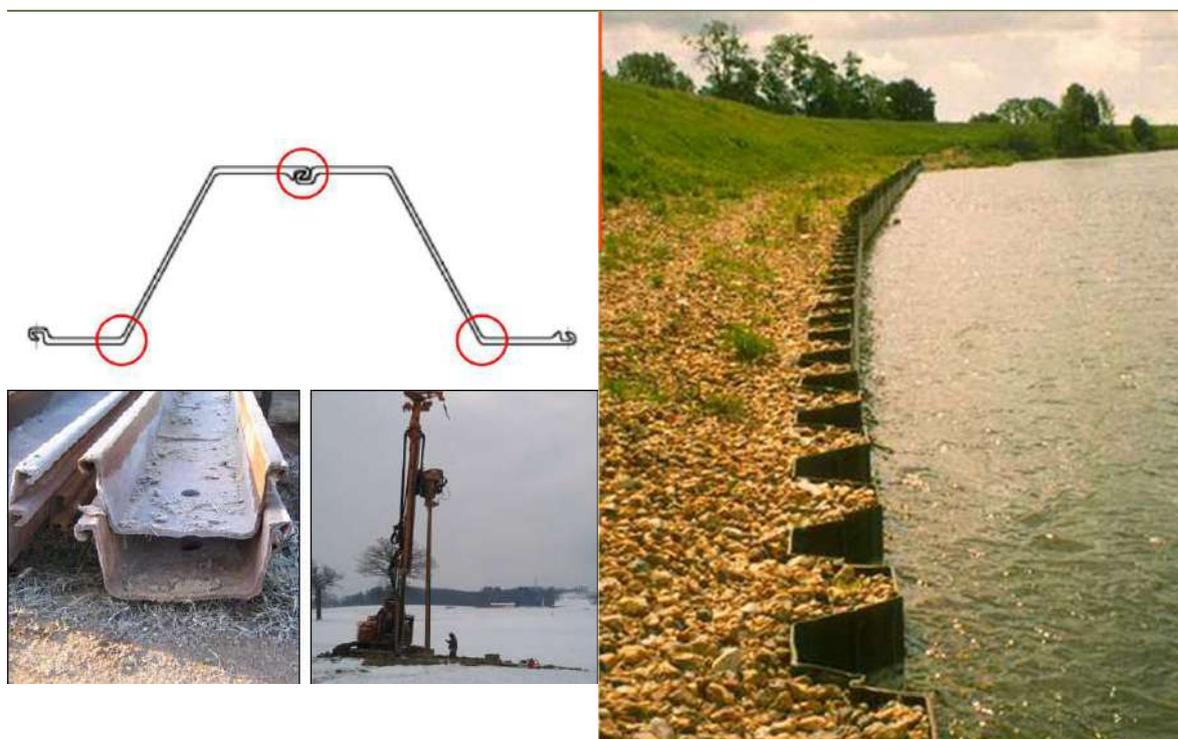


fig. 41 : exemple de palplanches utilisées comme protection para-fouille de talus de digue

Les palplanches en acier sont constituées de pièces de métal enfoncées verticalement dans le lit. Elles sont accrochées les unes aux autres grâce à des rails et sont fermées dans les angles à l'aide de clefs de fermetures. Elles sont mises en place par paires.

Il existe deux grands types de mise en place des palplanches : **la méthode par battage, la mise en place par vibrofonçage.**

➤ Mise en place des palplanches par vibrofonçage

L'engin de battage, la pelle à câble ou encore une grue sont équipés avec un vibrofonçeur. Les palplanches sont acheminées par camion ou dumper, à côté de l'engin. Le vibrofonçeur descend et soulève la palplanche. Un homme au sol est nécessaire pour accrocher et guider les palplanches. Le vibrofonçeur émet des vibrations sur la palplanche, celle-ci écarte le sol devant elle et peut s'enfoncer dans le terrain.

Avantages de cette technique:

- Rapide, meilleurs rendements (150 à 200 m²/jour)
- Un engin met en place et enlève les palplanches
- Moins de nuisances sonores qu'un battage

Inconvénients de cette technique :

- Emet des vibrations qui peuvent provoquer des fissures aux bâtiments voisins : les vibrations (principalement celles de démarrage et d'arrêt) se propagent dans le sol et peuvent provoquer des sinistres. Il existe cependant des vibrofonçeurs à haute fréquence à moment variable. L'approche des excentriques (masses à la source des vibrations) se fait petit à petit et permet de diminuer grandement ces tremblements.
- Cette technique ne permet pas de traverser des sols aussi résistants qu'avec la technique du battage.

➤ **Mise en place des palplanches par battage**

fig. 42 : exemple d'engin de battage par pelle à câble équipée avec un marteau

Le battage consiste à taper sur la tête de la palplanche pour l'enfoncer. L'engin de battage, la pelle à câble ou encore la grue sont équipés avec un marteau. Les palplanches sont acheminées par camion ou dumper, à côté de l'engin. Le marteau descend et soulève la palplanche. Un homme au sol est nécessaire pour accrocher et guider les palplanches. Le système du marteau est une percussion sur le haut de la palplanche à l'aide d'un système de vérins hydrauliques qui remontent le percuteur sur une hauteur de 60 à 70 cm. Ensuite, celui-ci est relâché librement sur la palplanche équipée d'un casque de protection. La force provoquée par le largage du percuteur permet l'enfoncement de la palplanche.

Avantages de cette technique:

- Efficace dans les terrains durs
- Un engin met en place et enlève les palplanches

Inconvénients de cette technique :

- Fortes nuisances sonores pour le voisinage
- Rendement moyen (100 à 150 m²/jour)
- Déchire parfois les palplanches

En cas de refus de fonçage sur une palplanche, il faut donc avoir recours à la procédure de battage des palplanches au marteau.

Dans le cas présent, l'opération consisterait sans doute à :

- réalisation d'une pré-fouille de 2,50 m de profondeur (talutée à 1H/1V) pour purger les premiers gros blocs en surface
- mise en fiche d'une paire de palplanches

- vibrofonçage de la paire de palplanches, à l'aide d'un vibrofonçeur à haute fréquence variable adapté aux travaux en milieux urbains, jusqu'à la profondeur calculée pour la stabilité de l'ouvrage
- si les palplanches sont au refus vibrateur, on procèdera à une campagne de battage des palplanches au marteau, à l'aide d'une grue mobile, d'un mouton diesel et d'un guide de battage,
- l'opération se termine par le recépages des palplanches (coupe au chalumeau) le coulage d'une poutre de couronnement béton à leur sommet afin de raidir longitudinalement, en tête, le rideau de palplanches puis par le remblaiement de l'espace entre mur digue et palplanches.
- Il est aussi souhaitable de couler du béton sur une épaisseur d'un mètre environ dans l'espace entre le rideau de palplanches et le mur digue pour éviter l'entraînement des matériaux en cas de crue dans cet espace.

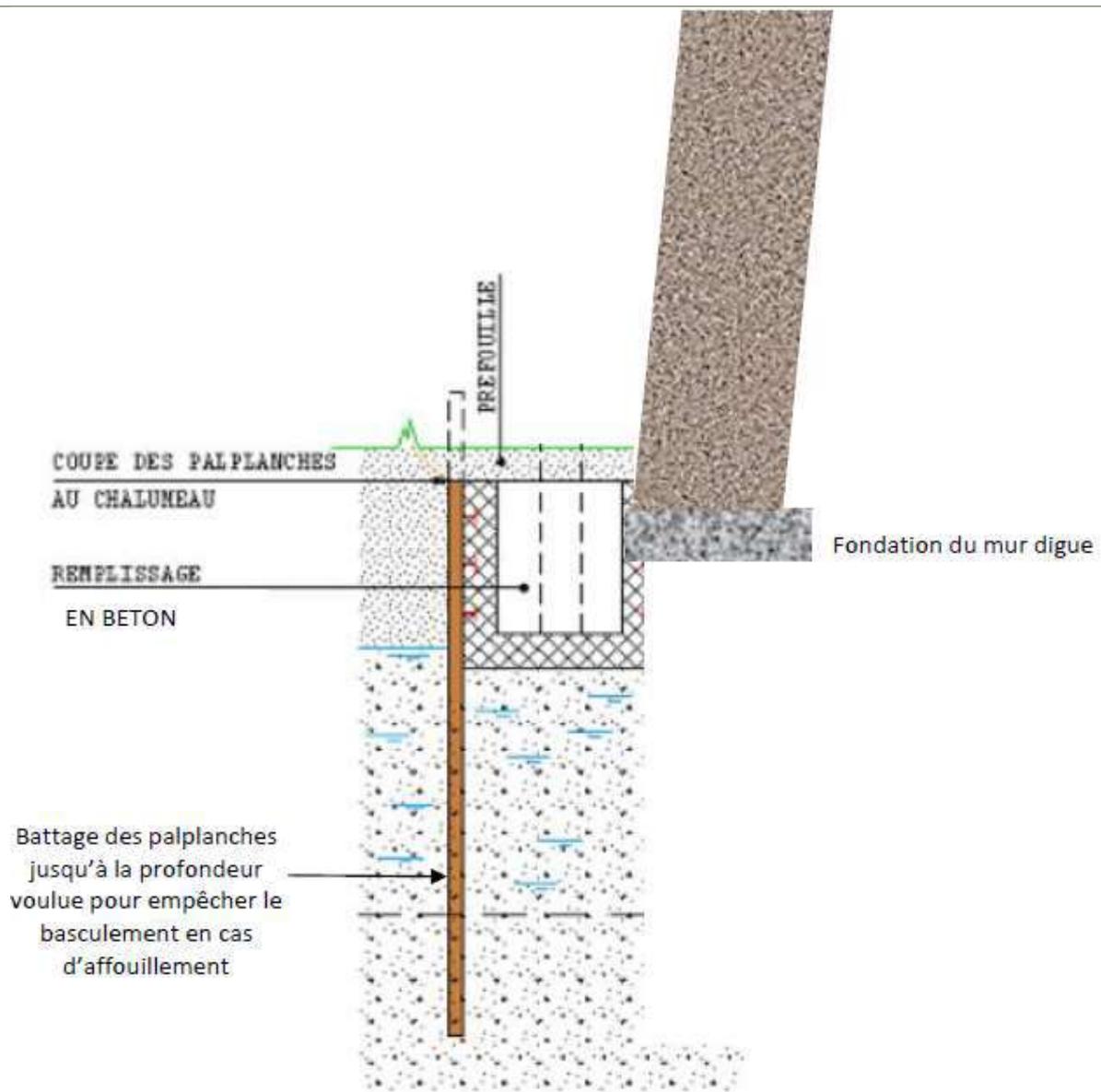


fig. 43 : schéma de battage de palplanches devant le mur digue

Des reconnaissances géotechniques ont été réalisées à l'automne 2020 pour la caractérisation la plus fine possible des risques de refus prématuré de palplanches, compte tenu de la nature des terrains rencontrés. En particulier, dans chaque fouille réalisée à la pelle mécanique, ont été comptabilisés le nombre de gros blocs sortis de la fouille.

Ainsi, dans la première partie de la digue, soit jusqu'au sondage FP7 un peu en amont de la Gendarmerie, on a trouvé en moyenne 4 à 5 gros blocs dans chaque fouille. Plus en aval, la proportion de gros blocs rencontré diminue. Seuls 2 sondages sur les 15 réalisés ne font pas apparaître de blocs.

De plus les sondages au pénétromètres ont essuyé des refus très rapidement : à 1 m de profondeur en moyenne (sauf le PD6 qui a pu être descendu à 3,65 m).

Il est certain que le battage des palplanches rencontrera de fortes difficultés de battage dans ces terrains, liées à la présence de gros blocs ($\varnothing > 0,50$ m), au moins dans les 3 – 4 premiers mètres.

Il faudrait donc sans doute procéder à de **nombreux forages destructifs ponctuels au niveau des zones de refus** à l'aide d'une foreuse équipée d'un marteau fond de trou, pour éliminer les blocs rencontrés, puisque le battage au marteau présentera certainement des difficultés, puis reprendre à chaque fois le battage jusqu'à la mise à la cote de la palplanche.

De plus, le bureau géotechnique Confluence a fait des calculs de dimensionnement mécanique de la solution palplanches pour des hauteurs d'affouillement maximales de 3 m sur le 1^{er} tronçon de la Durance (T1) et de 2 m sur les 2^{ème} et 3^{ème} tronçons (T2 et T4).

Les coupes considérées sont les suivantes :



fig. 44 : Localisation des coupes-types de calcul par le BE Confluence

La prise en compte de la profondeur d'assise des fondations du mur digue a permis d'optimiser les profondeurs de palplanches, néanmoins la condition limitante reste la vérification en phase durable du défaut de butée de l'ouvrage.

Les caractéristiques du soutènement sont synthétisées dans le tableau ci-après :

Profil	Type – Coupe C1	Type – Coupe C2	Type – Coupe C3	Type – Coupe C4
Hauteur digue (m)	3.0	5.0	2.6	3.7
Profondeur assise fondation digue / lit actuel (m)	0.5	1.6	2.0	1.0
Profondeur d'affouillement maximale (m)	3.0	2.0	2.0	3.0
Type de soutènement	Palplanches autostables			
Longueur palplanches (m)	9.0	6.0	4.5	9.0
Fiche / TN du lit affouillé	6.0	4.0	2.5	6.0
Type de palplanches	AZ 26-700			

Nous reprenons ci-dessous l'avis sur la réalisation des palplanches et l'exposé des difficultés de mise en œuvre donnés par le bureau CONFLUENCE dans son rapport :

Au vu de ces résultats, la solution de protection de la digue par la mise en place d'un rideau de palplanches à son pied est envisageable pour les tronçons 2 et 3, pour lesquels la hauteur maximale des palplanches est de 6.0 m. Néanmoins, cette solution ne semble pas adaptée au 1er tronçon du projet, pour lequel la hauteur de palplanches à enfoncer est de 9.0 m de long.

Au vu de la lithologie rencontrée (graves de diamètres variables) et surtout de la présence de nombreux blocs de diamètres supérieurs à 0.50 m, dès les premiers mètres de sondages, l'enfoncement des palplanches par battage va engendrer des difficultés majeures et conduite à l'impossibilité d'atteindre les fiches nécessaires à la stabilité.

Si cette solution était mise en œuvre, il faudrait envisager une mise en place des palplanches par vibrofonçage, avec là encore des difficultés. La purge de gros blocs en surface, bien que recommandée ici, est difficilement réalisable sans déstabiliser l'ouvrage digue existant. En profondeur, la purge des blocs n'est plus réaliste.

Au final, compte tenu des hauteurs de palplanches à mettre en œuvre, l'aléa de refus des palplanches avant d'atteindre la profondeur requise, surtout sur le premier tronçon, nous paraît très probable et la gestion d'un tel aléa bien compliquée.

Les essais de sols réalisés, suffisamment précis et en nombre assez conséquents, ne permettent pas de confirmer la faisabilité d'une telle technique, en particulier sur le premier tronçon où la profondeur à atteindre est importante (9 m).

Des essais de battage par une entreprise spécialisée (où l'on vérifie la performance de l'outil utilisé pour l'enfoncement des palplanches et le choix du module) nous paraissent indispensables avant de valider cette technique.

On peut cependant annoncer un ordre de grandeur du coût de réalisation d'un écran de palplanches compte tenu des difficultés prévisibles :

Pour un linéaire de 100 m de palplanches de 9 m de haut (y compris poutre de couronnement), on peut compter de l'ordre de 300 000 €.

9.2.2.3. Protection par recharge ou sabot de pied en enrochements

En définitive, nous privilégions une protection plus simple à réaliser en disposant à plat au fond du lit une protection déformable qui suivra peu à peu l'enfoncement du lit, de manière que la protection ne soit pas déchaussée une fois la rivière enfoncée. L'objectif de ce sabot indépendant consiste à redresser l'écoulement et à compenser les affouillements du fond en constituant une réserve de matériaux.

Cette technique est la plus classique, elle sera réalisée en enrochements libres et descendra suffisamment profond, compte tenu des valeurs d'affouillement potentiel précédemment calculées (-3 m ou -2m).

La recharge en enrochements sera réalisée en tranchée, pour être entièrement située sous le niveau du cours d'eau.

Toutefois, comme la fondation du mur-digue est peu profonde (-0,50 m/niveau du lit dans le cas le plus défavorable), il importe de ne pas creuser directement à l'aplomb du mur, sous peine de risquer sa déstabilisation. La tranchée côté mur aura donc une pente minimale de 1H/1V avant d'atteindre le point bas correspondant à la profondeur d'affouillement précédemment retenue, comme indiqué dans le schéma ci-dessous :

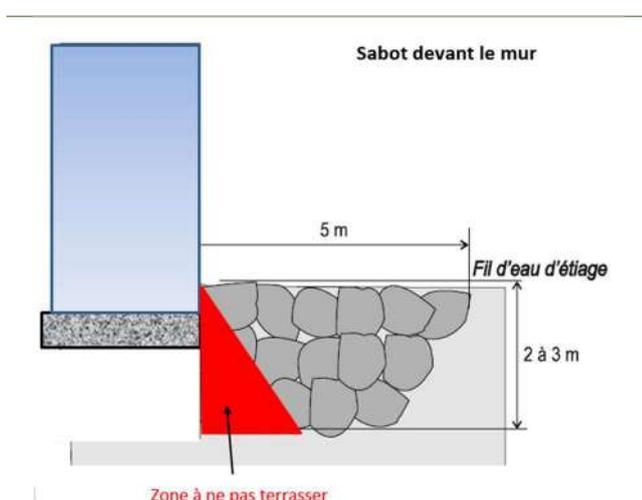


fig. 45 : schéma du sabot de pied à créer

On évitera aussi d'ouvrir la tranchée sur de grandes longueurs, des tronçons successifs de 20 à 30 m au maximum paraissent réalistes et compatibles avec les cadences de l'entreprise et seront remblayés au fur et à mesure, une fois la pose des enrochements effectués.

De plus, l'eau pouvant circuler dans le triangle non terrassé, entre le pied de mur et les enrochements, il importe, pour éviter l'entraînement des matériaux fins sous le mur, d'interposer une transition granulaire ainsi qu'un géotextile entre la partie talutée de la tranchée et les enrochements. Cette transition aura un rôle de filtre en empêchant les matériaux les plus fins de passer à travers les couches de matériaux plus grossiers.

L'inconvénient de cette solution est de substituer au pied du mur un matériau qui est compact à l'heure actuelle (mais potentiellement affouillable pour les grosses crues) par des blocs d'enrochements où les vides qui subsistent pourraient favoriser les circulations d'eau préjudiciables à terme pour la fondation (gros béton friable). Pour éviter cela, **on réutilisera au maximum les matériaux issus des fouilles qui seront remis en place en partie entre les blocs d'enrochements du sabot au fur et à mesure de la pose des couches, et d'autre part en reconstituant un matelas en tout-venant sur le dessus du sabot.** Ces matériaux seront ainsi remobilisés par la rivière au fil de temps pour venir combler encore les vides entre les enrochements sous-jacents.

➤ Sabot de pied :

Il s'agira d'un **sabot parafouille en enrochements secs, déformable**, pour s'adapter aux évolutions prévisibles du lit, ce qui est d'autant plus nécessaire devant un ouvrage rigide tel que le mur-digue.

Le sabot (ou recharge) de pied sera donc constitué de **deux ou trois épaisseurs de blocs, suivant la profondeur d'affouillement retenue** :

- 3 couches de blocs, sur une épaisseur de $3 \cdot d_{50} = 3 \times 0,80 \approx 2,40$ m, dans la configuration la plus exposée où l'affouillement potentiel est le plus important,
- 2 couches, soit une épaisseur de 1,60 m dans la configuration la moins exposée.

Ils seront sommairement rangés en deux ou trois couches devant le mur existant, au fur et à mesure de l'avancement. Un agencement de ces derniers est inutile puisqu'ils sont susceptibles de bouger en cas d'affouillement.

La largeur de la recharge est prise égale à **1,5 fois l'enfoncement prévisible** (soit 3 m à 4,5 m), en considérant un talus à 1V/1H suite à l'affouillement. On adoptera cette largeur de recharge dans la partie inférieure de la protection, là où l'épaisseur des couches de blocs requise est obtenue. Il faut surtout obtenir un volume suffisant de blocs, les blocs ne résistant au courant que s'ils reposent eux-mêmes sur d'autres blocs.

➤ **Calage altimétrique :**

L'arase supérieure du sabot sera positionnée au niveau du lit le plus bas, voire légèrement en dessous, pour pouvoir le recouvrir ; on donnera donc à cette arase supérieure une pente transversale d'environ 10 % vers le milieu du lit.

Ainsi, **sur un linéaire de 200 ml sur le tronçon 1, le sabot en enrochements sera calé à -3 m sous le niveau du fil d'eau** du lit actuel, l'arase du sabot de 2,50 m de hauteur étant calé à -0,50 m sous le niveau du lit actuel (sans compter le matelas supérieur en remblai de matériaux pris sur place).

Pour les tronçons aval, c'est-à-dire **sur un linéaire de 225 ml sur le tronçon 2, puis 445 ml sur le tronçon 4, le sabot en enrochements sera calé à -2 m sous le niveau du lit actuel**, l'arase du sabot de 1,6 m de hauteur étant calé à -0,40 m sous le niveau du lit actuel.

Cependant, on évitera une cassure nette entre les niveaux de pied d'enrochements entre l'amont et l'aval : la profondeur de enrochements sera lissée progressivement sur une longueur d'environ 60 m en aval du pont pour passer de -3 m à -2 m. Cela donnera une sécurité supplémentaire par rapport à l'affouillement potentiel du tronçon 2, d'autant que l'amont de ce tronçon est toujours en configuration de léger extradros.

Cette configuration permet donc de se prémunir de l'affouillement potentiel. Elle est détaillée sur les trois profils en long donnés en annexe 5.

➤ **Transition par géotextile :**

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

Il s'agira d'un géotextile de filtration de type Tenkate 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.

➤ **Transition granulométrique granulaire**

Ce géotextile sera recouvert d'une couche de matériaux pour assurer une répartition des contraintes (couche de protection du géotextile). Ce matériau doit respecter la condition de transition granulométrique vis-à-vis des enrochements pour ne pas être emporté à la décrue, soit :

$$5.d_{50}(\text{transition}) < d_{50}(\text{protection}) < 10.d_{50}(\text{transition})$$

Ainsi le d_{50} (transition) devra être compris entre 10 et 20 cm étant donné la taille des enrochements.

Le matériau utilisé proviendra de carrière : produits standards « petits enrochements » : CP 90/250.

L'épaisseur de la couche de protection est prise égale à environ $2 d_m$ soit environ 50 cm (ce qui correspond aussi au diamètre des éléments les plus grossiers d_{max}).

➤ **Détermination du diamètre moyen des blocs**

Rappelons qu'il existe de nombreuses méthodes de dimensionnement qui donnent une grande variabilité dans les résultats, comme le montre le graphique suivant :

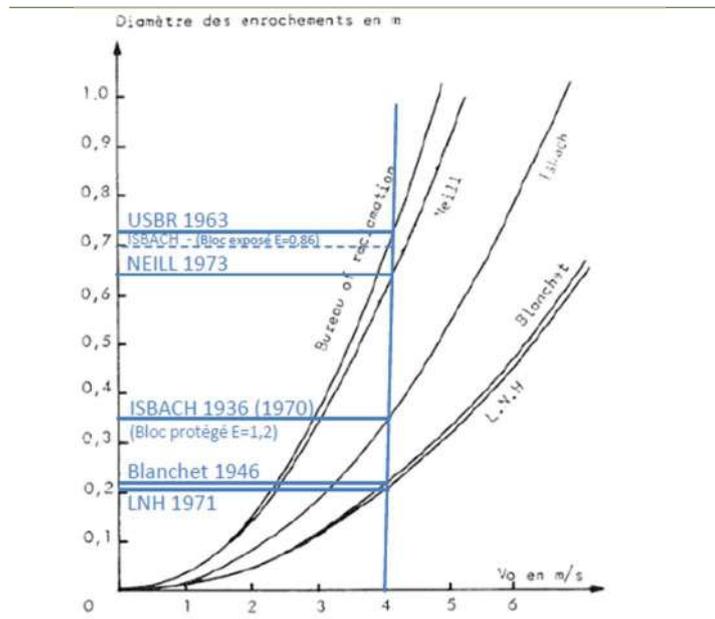


fig. 46 : courbes de stabilité du tapis d'engrochement (relatif à des blocs encastrés de 2,65 t/m3) – Source : J. Bouloc LCHF - 1983

Par exemple sur ce graphique, pour \$V=4\text{m/s}\$, le diamètre des engrochements \$D\$ varie entre 0,2 m et une valeur \$> 0,7\$ m.

Pour déterminer la dimension des blocs, nous appliquons la formule d'**Isbashi** qui donne le diamètre médian \$d\$ des blocs pour une protection en engrochements **sur fond plat** en fonction de la vitesse \$U\$ du courant au voisinage du revêtement (écoulement faiblement turbulent, bloc protégé) :

$$d = 0,7 \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma_s - \gamma_w} \cdot \frac{U^2}{2g}$$

La vitesse moyenne au voisinage de la protection peut être calculée par **la loi de Manning-Strickler** qui donne des résultats corrects pour des profondeurs relatives (définies par le ratio \$R_h/D_{84}\$) supérieures à 7 environ, ce qui est le cas ici (\$R_h/D_{84} = 24\$).

On obtient alors \$V_{\text{moy}} = 6\$ m/s (cf Tableau 2)

On peut aussi faire application de l'équation de **Ferguson**, ce qui donne \$V = 6,6\$ m/s.

\$D_{84}\$	0.13		
\$q^*\$	1809.38		
U	6.61	m/s	
h	3.81	m	
\$R_h\$	2.92	m	
Fr	1.08		

Le calcul des diamètres de référence des enrochements donne alors (dans la partie du lit la plus contrainte avec une largeur de 25 m) :

Méthode d'Isbach avec E=1.2 (Bloc protégé)	D _{ref}	D _{ref} /h
Isbach + Manning (E=1.20) bloc protégé	0.79	0.19
Isbach + Ferguson (E=1.20) bloc protégé	0.94	0.25
Bloc protégé en rivière (D _i /D ₅₀ =1) avec R _h Ferguson	0.33	0.09

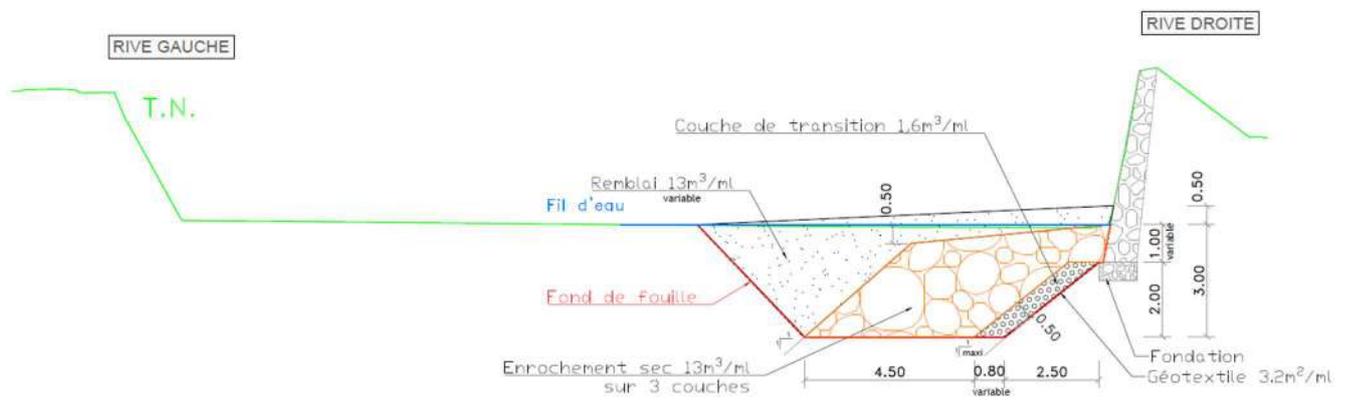
S'agissant d'un lit étroit, où les vitesses locales peuvent parfois être plus fortes que les vitesses moyennes, on retient en général le plus pénalisant en termes de vitesse, ce qui donne un diamètre minimal de **0,94 m** ; cela correspond au **diamètre médian** c'est-à-dire la valeur intermédiaire des trois dimensions d'un bloc de forme d'ellipsoïde (cf. G. Degoutte 2012 – Guide « Enrochements » CETMEF 2009).

Si l'on choisit d'exprimer cette spécification en diamètre nominal (arête d'un bloc cubique de même volume) et non en diamètre moyen ellipsoïdal, cette valeur est obtenue en multipliant par un facteur de 0,85 ; soit **d_{nominal} = 0,80 m**, ce qui correspond à un bloc de **1,3 T** environ.

Au final, on pourra retenir la classe granulaire standard **HMA 1000/3000**, pour laquelle la masse moyenne des enrochements varie de **1700 à 2100 kg**.

En définitive, on représente ci-dessous les **deux coupes de la protection à mettre en place**, suivant les profondeurs d'affouillement précédemment retenues, en amont et en aval du pont la Bessée :

PROFIL TYPE DES TRAVAUX EN AMONT DU PONT (rue de la République)



PROFIL TYPE DES TRAVAUX EN AVAL DU PONT (rue de la République) et de la passerelle piétonne



Les plans de l'aménagement projeté (profils en long, profils en travers) sont donnés en annexe 5.

Enfin, pour éviter tout risque de déstabilisation du parafeuilles de chaque tronçon traité, il importe aussi que la partie aval de la protection soit encore plus résistante aux crues, car, si elle était emportée, c'est toute la protection qui risque de partir au fil du temps. C'est pourquoi, sur les dix derniers mètres de chaque tronçon, le diamètre des blocs du sabot parafeuilles sera augmenté : on adoptera sur ces 10 ml de la partie aval de chaque tronçon un diamètre nominal des enrochements d'au moins 1 m- 1,20 m (correspond à un bloc de **2,5 - 4 T** environ), ce qui conduit à approfondir un peu plus l'épaisseur du sabot.

9.3. INCIDENCES DES TRAVAUX ET MESURES ENVIRONNEMENTALES :

9.3.1. INCIDENCES DU PROJET SUR L'ALEA DE LA DURANCE

Les travaux, objet du présent dossier, ne modifieront pas les sections hydrauliques de la Durance, puisque les sabots de pied seront construits au niveau actuel des fonds. De plus, le parement de la digue ne sera pas modifié. Ni le profil en long, ni les profils en travers ne seront ainsi modifiés par rapport à la configuration actuelle.

Les conditions d'écoulement seront améliorées à la marge, puisque certains dépôts présents en bordure seront enlevés. Les linéaires traités étant très réduits, l'impact restera imperceptible sur les conditions d'écoulement et sur la ligne d'eau.

9.3.2. INCIDENCES ET MESURES ENVIRONNEMENTALES PRISES DURANT LES TRAVAUX

En l'absence de prescriptions spécifiques aux travaux, l'entreprise respectera les prescriptions générales de protection du milieu aquatique édictées par le service chargé de la police de l'eau et de la pêche.

A cet égard, le représentant de l'OFB et responsable du secteur concerné sera prévenu par l'entrepreneur au moins 8 jours avant le début des travaux afin d'obtenir toutes les directives nécessaires à la préservation du milieu.

➤ **Conditions de réalisation des travaux :**

Les engins utilisés seront une ou plusieurs grosses pelles (30 à 40 tonnes) pour pouvoir effectuer la tranchée à 3 m maximum de profondeur et mettre en place les gros blocs, ainsi que des tombereaux pour le transport des blocs. Le godet de la pelle sera équipée d'un module GPS pour être sûr d'atteindre la bonne profondeur de pose, car le pelliste ne verra certainement pas le fond de la tranchée en raison de la présence de l'eau de la nappe.

La réalisation de la protection parafeuillera sera réalisée **par tronçons de tranchée de 20-30 m de longueur au maximum**, afin de pouvoir pomper au besoin la nappe pendant l'opération la plus difficile qui consistera à poser le géotextile et la couche de transition, coté mur, avant la pose des enrochements.

Il faudra aussi mettre en place une installation de béton projeté pour la reprise de la cavité.

▪ **Accès au chantier :**

Les accès au chantier se feront depuis l'amont et depuis la rive droite via une rampe existante, puis une piste sera aménagée le long de la digue sur une largeur de 10 m environ :



▪ **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 est autorisé. Aucune atteinte ne sera portée aux autres arbres.

- **Convention avec EDF**

Concernant les niveaux d'eau dans la Durance pendant les travaux, on pourra observer des fluctuations non négligeables du débit de la Durance qui sont dues aux arrêts de turbinage et redémarrage des usines EDF en amont. Une convention d'information sureté devra être passée entre EDF et l'entreprise chargée des travaux pour prendre en compte ces fluctuations de débit en terme de sécurité.

- **Mesures envisagées pour assurer la libre circulation des poissons**

- **Pêches électriques**

Des pêches électriques seront effectuées au démarrage du chantier, avant de dériver la totalité de l'eau en rive gauche, pour préserver les poissons qui pourraient s'être réfugiés dans les trous d'eaux.

Leurs réalisations seront conduites par un organisme habilité à cet effet, sous le contrôle des agents de l'OFB.

- **Dérivation des eaux**

Ce chantier nécessite de dériver les eaux de la Durance sur sa rive gauche. Les travaux seront réalisés pendant les périodes des basses eaux (septembre – octobre – novembre).

Cette dérivation sera réalisée depuis l'amont en créant un batardeau pour isoler le chantier. Un chenal suffisamment large et profond sera créé en rive gauche pour canaliser au maximum les eaux vers celle-ci et un cordon d'isolement de la rive droite sera réalisé avec les matériaux pris sur place.

- **Préservation des frayères**

En dehors de l'emprise stricte de l'ouvrage et des zones nécessaires à la création des accès et à la dérivation des eaux, l'entreprise prendra toutes dispositions utiles pour ne pas détruire les frayères, les zones de croissance ou d'alimentation de la faune piscicole, dans le respect des articles L432.2 et suivants du code de l'environnement.

- **Mesures envisagées pour éviter une pollution des eaux**

- **Vis-à-vis du 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 la Durance ou de ses abords tous les soirs. L'entreprise sera 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. Les conteneurs seront isolés du sol par une bâche plastique ou un matériau absorbant (sable ou sciure) pour permettre la récupération des éventuels rejets accidentels. A l'issue des travaux le site du chantier sera débarrassé de toutes traces ou sous-produits. L'usage de l'essence pour le nettoyage des engins (tronçonneuse ou débroussailleuse par exemple) est formellement interdit ; l'entrepreneur veillera à utiliser des produits non toxiques autorisés pour cet emploi.

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.

- **Vis-à-vis des laitances de ciment**

Il n'est prévu d'employer du ciment sur ce chantier que pour combler la cavité formée dans le mur en béton projeté, donc sur un linéaire très réduit (3 m environ).

Pour éviter toute pollution de la rivière par les pertes de béton, celles-ci seront récupérées par la pose au sol d'un géotextile devant et de part et d'autre de la cavité, puis les résidus de béton seront évacués.

▪ **Vis-à-vis des mises en suspension des fines**

Les chantiers seront isolés par des batardeaux en matériaux du site. Des **bassins de décantation sommaires** seront creusés à l'aval.

➤ **Remise en état du site et du milieu naturel aquatique**

Les différents sites des travaux et les abords seront remis en état après travaux en respectant les directives des représentants du service chargé de la police de l'eau et de la pêche.

➤ **Gestion des pollutions accidentelles**

En cas de pollution accidentelle ou d'incidents générant un risque d'impact sur le milieu aquatique, l'entrepreneur avisera sans délai le maître d'œuvre et le service chargé de la police de l'eau et de la pêche, voire les secours (tél. 112) selon la gravité de la pollution. Il prendra toute disposition utile à faire cesser la cause du problème en attendant l'arrivée des secours et les consignes conservatoires du maître d'œuvre. L'appel téléphonique devra indiquer de manière aussi précise que possible le lieu, la nature et l'importance du sinistre.

Principe d'intervention suite à une pollution accidentelle

En cas de déversement accidentel important d'hydrocarbures dans le lit en phase de travaux, les mesures suivantes devront être prises, dans l'ordre :

- éviter la contamination des eaux superficielles : blocage par barrage ("diguettes" de terre dans un premier temps) ;
- récupérer avant infiltration tout ce qui n'est pas encore déversé (redresser la citerne), tout ce qui peut être re-pompé en surface (sur le haut de berge, dans les fossés) et limiter la surface d'infiltration du produit : mise en œuvre de pompes à vides et de tapis absorbants par exemple ;
- excaver les terres polluées au droit de la surface d'infiltration par mise en œuvre de matériel de terrassement (pelle mécanique par exemple), ventilation des fouilles et réalisation au sol d'aires étanchées sur lesquelles les terres souillées seront provisoirement déposées, puis acheminées vers un centre de traitement spécialisé.
- selon l'importance de la pollution, un dispositif d'intervention pourra être mis en œuvre sous l'autorité du préfet (sécurité civile).

10. DECOUPAGE EN TRANCHES FONCTIONNELLES

Les travaux peuvent s'échelonner en tranches ou n'être envisagés que sur certains tronçons, en fonction de l'objectif visé par collectivité et de différenciation de niveaux de protection selon les différents tronçons.

Comme nous l'avons vu, le risque le plus critique de défaillance lié au phénomène d'affouillement est plus prononcé sur l'amont de la digue (tronçon 1 en amont du pont) car l'affouillement potentiel y est le plus important, avec une fondation de digue peu profonde.

Nous proposons donc la réalisation d'une **première tranche de travaux sur les 200 m en amont du pont**, qui sont à traiter en priorité.

Le reste du projet (soit un linéaire de 670 m en aval) pourra être scindé en une ou deux autres tranches de travaux selon les disponibilités financières de la collectivité, le tronçon 4 apparaissant plus prioritaire que le tronçon 2 en raison de l'étroitesse du lit et de la faible profondeur de la fondation de digue qui est ainsi plus exposée.

11. ESTIMATION DES TRAVAUX

Nous avons distingué, pour chaque type de travaux, le projet global et la première tranche proposée.

11.1. AVANT METRE

11.1.1. TRAVAUX DE LUTTE CONTRE LE RISQUE D'AFFOUILLEMENT

Les aménagements projetés nécessitent de mettre en œuvre les principales quantités suivantes :

- **Terrassements : évacuation des déblais excédentaires :**

- 6 000 m³ sur la totalité du projet, sur la base des 2/3 du volume des enrochements à mettre en œuvre, l'autre tiers des matériaux extraits étant remis en place dans les fouilles, notamment entre les vides des enrochements,
- 2 000 m³ de déblais à évacuer pour la seule première tranche.

- **Ouvrages :**

	Enrochement sec	Matériau de transition	Géotextile
Totalité du projet	7 700 m ³	1 200 m ³	2 150 m ²
1 ^{ère} tranche amont pont	2 600 m ³	350 m ³	650 m ²

11.1.2. TRAVAUX DE LUTTE CONTRE L'ÉROSION EXTERNE

Les métrés des divers travaux de confortement du mur sont donnés dans les tableaux suivants :

Tronçon	PM	Tache	Descriptif	Métré	Quantité	U
1	PM 21 à PM 141	rejointoiement partie basse du mur	joint	120 x 0,50	60	m2
	PM 127	parement maçonnerie	Maçonnerie	2 x 2	4	m2
	PM 141	cavité à conforter	Béton projeté	3 x 2 x 0,6	3	m3
	PM 127	parement maçonnerie sur béton projeté	Maçonnerie	3 x 2	6	m2
1 et 2	PM 141 à PM 441	rejointoiement partie basse du mur	joint	300 x 0,50	150	m2
1	PM 154	réfection joints	Joint		5	m2
	PM 161	réfection joints	Joint		2	m2
	PM 169	parement bombé à démonter et remettre en place	Maçonnerie	12,50 x 2	25	m2
	PM 187	réfection joints	joint		2	m2
	PM 191	réfection joints	joint		1	m2
	PM 201	parement maçonnerie	Maçonnerie		2	m2
	PM 210	réfection joints à la jonction mur/culée amont du pont	Joint		5	m2
2	PM 228	parement maçonnerie	Maçonnerie		2	m2
	PM 255 à PM 262	dépôts à enlever	Terrassement		70	m3
	PM 261 à PM 274	dépôts à enlever	Terrassement		100	m3
	PM 302	réfection joints	joint		4	m2
	PM 314	parement maçonnerie bombé à démonter et remettre en place	Maçonnerie		10	m2
	PM 338	réfection joints	Joint		5	m2
	PM 342	réfection joints	Joint		20	m2
	PM 398 à PM 431	dépôts à enlever	Terrassement	33 x 1 x 0,50	17	m3
	PM 398 à PM 431	réfection joints	Joint	33 x 1	33	m2
	PM 398 à PM 431	végétation à enlever				
	PM 441	dépôts à enlever (ancienne rampe devant Gendarmerie)	Terrassement		250	m3
4	PM 645 à PM 1045	rejointoiement partie basse du mur	joint	400 x 0,50	200	m2
	PM 645 à PM 675	dépôts à enlever	Terrassement		50	m3
	PM 645 à PM 675	végétation à enlever				
	PM 800	parement maçonnerie	Maçonnerie		5	m2
	PM 973	réfection joints	Joint		5	m2
	PM 985 à PM 1045	dépôts à enlever	Terrassement		80	m3
	PM 1000	réfection joints	Joint		1	m2
	PM 1005 à PM 1045	végétation à enlever			40	ml

Récapitulatif			
Art	Descriptif	Quantité	unité
2.2	Béton projeté	3	m3
2.3	Habillage du parement en pierres	6	m2
3.1	Maçonnerie y compris jointoiement	48	m2
3.2	Rejointoiement	493	m2
2.1	Terrassement	567	m3
	Enlèvement végétation		Forfait

11.2. COUT ESTIMATIF DES TRAVAUX

A ce stade d'avant-projet, le montant des travaux proprement dits, tel qu'il ressort des détails estimatifs joints ci-après, se décompose ainsi :

	Projet global	1^{ère} tranche
Cout travaux de réfection et de confortement de la maçonnerie du mur digue (en € HT)	166 000	103 000
Cout travaux de confortement contre l'affouillement (en € HT)	775 000	280 000
TOTAL en € HT	941 000	383 000

Le montant global de l'opération s'établit ainsi :

– Montant des travaux	941 000 €
– Frais de dossier au titre de la loi sur l'Eau, de dossier d'autorisation environnementale, rémunération de maîtrise d'œuvre, divers et imprévus (publicité, essais et contrôles , actualisation des prix, ...)	109 000 €
Montant total de l'opération HT	1 050 000 €
TVA	210 000 €
Montant total de l'opération TTC	1 260 000 €

La première tranche est, quant à elle, estimée à 420 000 € HT soit 462 000 € TTC.

COMMUNAUTE DE COMMUNES DU PAYS DES ECRINS					
Travaux de réfection et de confortement de la maçonnerie du mur digue					
DEVIS ESTIMATIF TOUS LES TRONCONS					
Article	Désignation	Unité	Quantité	Prix Unitaire en Euros	Prix par article en Euros
I	Travaux préparatoires				
1.1	Installation et repli	u	1	8 000.00 €	8 000.00 €
1.2	Etude préalable : plans d'exécution, PAQ, PPSPS, étude BA pour confortement par béton projeté	u	1	3 000.00 €	3 000.00 €
II	Béton projeté + parement pour confortement cavité				
2.1	Ancrages barres Gowy Ø 25 mm ou autoforants Ø 30-32 mm, long ≤ 2 m	ml	11	90.00 €	990.00 €
2.2	Béton projeté y compris ferrailage, y compris récupération des pertes en béton	m3	5	1 000.00 €	5 000.00 €
2.3	Réalisation du parement en pierres scellées et jointoyées	m2	8	400.00 €	3 200.00 €
III	Maçonnerie				
3.1	Maçonnerie hourdée	m2	60	500.00 €	30 000.00 €
3.2	Rejointoiement du mur existant compris nettoyage des anciens joints, mis en oeuvre du mortier bâtard chaux/ciment, y compris échafaudage si nécessaire	m2	550	100.00 €	55 000.00 €
3.3	Forage Ø 110 et tubage avec tube PVC transparent Ø 90	ml	25	250.00 €	6 250.00 €
3.4	Passage caméra dans tube transparent et rapport d'inspection	Forfait	1	2 500.00 €	2 500.00 €
3.5	Création de barbacane Ø 110	u	10	500.00 €	5 000.00 €
3.6	Forages et injection de coulis dans la maçonnerie	m3	50	900.00 €	45 000.00 €
IV	Divers				-
4.1	Fourniture d'un plan de recollement	Forf.	1	2 060.00 €	2 060.00 €
				TOTAL HT	166 000.00 €
				TVA 20 %	33 200.00 €
				TOTAL TTC	199 200.00 €

COMMUNAUTE DE COMMUNES DU PAYS DES ECRINS					
Travaux de réfection et de confortement de la maçonnerie du mur digue					
DEVIS ESTIMATIF TRONCON 1					
Article	Désignation	Unité	Quantité	Prix Unitaire en Euros	Prix par article en Euros
I	Travaux préparatoires				
1.1	Installation et repli	u	1	5 000.00 €	5 000.00 €
1.2	Etude préalable : plans d'exécution, PAQ, PPSPS, étude BA pour confortement par béton projeté	u	1	3 000.00 €	3 000.00 €
II	Béton projeté + parement pour confortement cavité				
2.1	Ancrages barres Gewy Ø 25 mm ou autoforants Ø 30-32 mm, long ≤ 2 m	ml	11	90.00 €	990.00 €
2.2	Béton projeté y compris ferrailage, y compris récupération des pertes en béton	m3	5	1 000.00 €	5 000.00 €
2.3	Réalisation du parement en pierres scellées et jointoyées	m2	8	400.00 €	3 200.00 €
III	Maçonnerie				
3.1	Maçonnerie hourdée	m2	40	500.00 €	20 000.00 €
3.2	Rejointoiement du mur existant compris nettoyage des anciens joints, mis en oeuvre du mortier bâtard chaux/ciment, y compris échafaudage si nécessaire	m2	250	100.00 €	25 000.00 €
3.3	Forage Ø 110 et tubage avec tube PVC transparent Ø 90	ml	15	250.00 €	3 750.00 €
3.4	Passage caméra dans tube transparent et rapport d'inspection	Forfait	1	2 000.00 €	2 000.00 €
3.5	Création de barbacane Ø 110	u	5	500.00 €	2 500.00 €
3.6	Forages et injection de coulis dans la maçonnerie	m3	35	900.00 €	31 500.00 €
IV	Divers				-
4.1	Fourniture d'un plan de recollement	Forf.	1	1 060.00 €	1 060.00 €
				TOTAL HT	103 000.00 €
				TVA 20 %	20 600.00 €
				TOTAL TTC	123 600.00 €

COMMUNAUTE DE COMMUNES DU PAYS DES ECRINS					
CONFORTEMENT CONTRE L'AFFOUILLEMENT DE LA DIGUE DE LA DURANCE DANS LA TRAVERSEE DE L'ARGENTIERE (TOTALITE DU PROJET)					
DETAIL ESTIMATIF (TOUS LES TRONCONS)					
Article	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (€)	Prix par article (€)
I	Travaux préparatoires				
1.1	Elaboration du plan qualité et du PPSPS si nécessaire	Forfait	1	1 500.00	2 050.00
1.2	Installation et repli	Forfait	1	15 000.00	15 000.00
1.3	Accès	Forfait	1	5 000.00	5 000.00
1.4	Dérivation et pompage	Forfait	1	30 000.00	30 000.00
1.5	Pêche électrique	Forfait	1	8 000.00	8 000.00
1.6	Plus-value pour dégâts de crues	Forfait	2	2 000.00	4 000.00
II	Terrassements - Ouvrages				
2.1	Plus value pour chargement et évacuation des déblais excédentaires	m³	6000	4.00	24 000.00
2.2	Amenée et repli d'engins supplémentaires	U	1	1 000.00	1 000.00
2.3	Heures d'engin				
2.3.1	Pelle hydraulique classique 35 T - 40 T	h	30	150.00	4 500.00
2.3.2	Camion 6x4	h	30	80.00	2 400.00
2.4	Fourniture et pose d'enrochements secs provenant d'une carrière agréée (1,5T - 4T) pour confection du sabot de pied, y compris fouilles en terrain meuble, y compris mise en remblai des matériaux extraits, y compris remplissage entre les blocs au fur et à mesure de leur mise en place, selon les coupes fournies	m³	7700	80.00	616 000.00
2.5	Fourniture et pose de géotextile (type F80 ou équivalent)	m2	2150	7.00	15 050.00
2.6	Couche de protection du géotextile par apport de matériaux calibrés (90/250), y compris fouilles en terrain meuble	m³	1200	35.00	42 000.00
III	Divers				
3.1	Remise en état du site et des abords	Forfait	1	3 000.00	3 000.00
3.2	Plans de récolement	Forfait	1	3 000.00	3 000.00
				TOTAL H.T	775 000.00
				T.V.A. 20 %	155 000.00
				TOTAL T.T.C	930 000.00

COMMUNAUTE DE COMMUNES DU PAYS DES ECRINS					
CONFORTEMENT CONTRE L'AFFOUILLEMENT DE LA DIGUE DE LA DURANCE DANS LA TRAVERSEE DE L'ARGENTIERE (TRONCON AMONT PONT)					
DETAIL ESTIMATIF - TRONCON 1					
Article	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (€)	Prix par article (€)
I	Travaux préparatoires				
1.1	Elaboration du plan qualité et du PPSPS si nécessaire	Forfait	1	1 400.00	1 400.00
1.2	Installation et repli	Forfait	1	10 000.00	10 000.00
1.3	Accès	Forfait	1	4 000.00	4 000.00
1.4	Dérivation et pompage	Forfait	1	15 000.00	15 000.00
1.5	Pêche électrique	Forfait	1	2 500.00	2 500.00
1.6	Plus-value pour dégâts de crues	Forfait	1	2 000.00	2 000.00
II	Terrassements - Ouvrages				
2.1	Plus value pour chargement et évacuation des déblais excédentaires	m ³	2000	5.00	10 000.00
2.2	Plus value pour chargement, évacuation des blocs béton mis en place en 2020 et mise à disposition du maître d'ouvrage	Forfait	1	5 000.00	5 000.00
2.3	Amenée et repli d'engins supplémentaires	U	1	1 000.00	1 000.00
2.4	Heures d'engin				
2.4.1	Pelle hydraulique classique 35 T - 40 T	h	10	150.00	1 500.00
2.4.2	Camion 6x4	h	10	80.00	800.00
2.5	Fourniture et pose d'enrochements secs provenant d'une carrière agréée (1,5T - 4T) pour confection du sabot de pied, y compris fouilles en terrain meuble, y compris mise en remblai des matériaux extraits, y compris remplissage entre les blocs au fur et à mesure de leur mise en place, selon les coupes fournies	m ³	2600	80.00	208 000.00
2.6	Fourniture et pose de géotextile (type F80 ou équivalent)	m ²	650	7.00	4 550.00
2.7	Couche de protection du géotextile par apport de matériaux calibrés (90/250), y compris fouilles en terrain meuble	m ³	350	35.00	12 250.00
III	Divers				
3.1	Remise en état du site et des abords	Forfait	1	1 000.00	1 000.00
3.2	Plans de récolement	Forfait	1	1 000.00	1 000.00
				TOTAL H.T	280 000.00
				T.V.A. 20 %	56 000.00
				TOTAL T.T.C	336 000.00

12. PLAN DE FINANCEMENT

Nous n'avons pas établi de plan de financement pour cette opération, la Communauté de communes du pays des Ecrins, maître d'ouvrage car collectivité gémapienne se chargeant de solliciter des aides auprès des partenaires financiers.

13. DEMARCHES ADMINISTRATIVES PREALABLES

▪ **Attribution des subventions**

Il appartiendra à la collectivité de s'assurer de l'obtention effective des subventions, ou à défaut de l'autorisation préalable des organismes financeurs de commencement des travaux.

La collectivité devra par ailleurs s'assurer de la validité des arrêtés de subvention et demander le cas échéant une prorogation de délai.

▪ **Dispositions et procédures relatives à la réglementation sur les ouvrages hydrauliques classés**

Le système d'endiguement tel qu'il est actuellement a fait l'objet très récemment d'une demande d'autorisation sans travaux, le dossier déposé par la CCPE comprenant :

- l'étude de dangers,
- le document d'organisation intégrant les consignes de surveillance mais aussi le bilan des moyens humains, financiers et matériels pour entretenir et surveiller la digue en toutes circonstances,
- un document attestant de la maîtrise foncière (ou qu'une procédure est en cours).

Avec cet avant-projet qui augmente le niveau de protection de l'ouvrage, la question de la procédure à suivre se pose. L'article R181-45 du code de l'environnement distingue les **modifications substantielles** qui sont assujetties à l'instruction d'une nouvelle autorisation, des **modifications notables**, lesquelles nécessitent une information du préfet voire la notification d'un arrêté prescriptif complémentaire.

Si les services instructeurs de l'Etat estiment que ces travaux apportent des modifications non substantielles au système d'endiguement, on pourrait alors suivre une procédure simplifiée qui serait la suivante :

- réalisation d'un rapport succinct de mise à jour de l'étude de dangers initiale intégrant les travaux prévus dans l'AVP,
- dépôt d'une demande d'autorisation de réaliser les travaux prévus dans l'AVP.

Dans le cas contraire, toute modification substantielle des activités, installations, ouvrages ou travaux qui relèvent de l'autorisation environnementale est soumise à la délivrance d'une nouvelle autorisation, qu'elle intervienne avant la réalisation du projet ou lors de sa mise en œuvre ou de son exploitation.

▪ **Dispositions et procédures relatives aux Lois sur l'Eau et la Pêche**

Au regard de l'article R.214-1 du code de l'environnement, les articles suivants de la nomenclature pourraient être visés :

« 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 (Autorisation) ;

2° Sur une longueur supérieure ou égale à 20 m, mais inférieure à 200 m (Déclaration).

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 :

1° Destruction de plus de 200 m² de frayères (Autorisation)

2° Dans les autres cas (Déclaration).

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 (Autorisation) ; »

S'il s'agissait d'ouvrages neufs, ces travaux seraient donc susceptibles d'être soumis à autorisation au titre des articles 3.1.4.0 et 3.2.6.0 de la nomenclature. Mais nous sommes ici dans le cadre d'un confortement et d'une sécurisation d'ouvrages existants. Il appartiendra donc à la DDT de confirmer à quelle procédure ces travaux sont soumis.

L'établissement d'un dossier complet de déclaration, voire d'autorisation, ne fait pas partie de notre mission de maître d'œuvre, nous donnerons en revanche tous les éléments techniques au chargé d'études pour l'élaboration de ce dossier pour la partie qui nous concerne.

▪ **Dispositions et procédures relatives à la protection réglementaire de l'environnement**

Pour savoir s'il faut une évaluation environnementale, il faut regarder le tableau annexé à l'article R122-2 du code de l'environnement qui a été modifié le 03/07/2020 : « *Les projets relevant d'une ou plusieurs rubriques énumérées dans le tableau annexé au présent article font l'objet d'une évaluation environnementale, de façon systématique ou après un examen au cas par cas, en application du II de l'article L. 122-1, en fonction des critères et des seuils précisés dans ce tableau.* »

La rubrique 10 de ce tableau (Canalisation et régularisation des cours d'eau) ne prévoit qu'un examen du projet au cas par cas mais pas d'évaluation environnementale systématique, par exemple pour :

- « des travaux de consolidation ou protection des berges, par des techniques autres que végétales vivantes sur une longueur supérieure ou égale à 200 m »
- ou « installations, ouvrages, travaux ou activités conduisant à la dérivation d'un cours d'eau sur une longueur supérieure ou égale à 100 m. »

Le maître d'ouvrage doit donc interroger la DREAL pour savoir si ces travaux nécessitent une évaluation environnementale après examen au cas par cas.

▪ **Libre disposition des terrains**

Une localisation des travaux sur fond cadastral est jointe en annexe.

Si les terrains n'appartiennent pas à la collectivité, elle doit entreprendre les négociations nécessaires afin d'établir les conventions utiles relativement aux autorisations de passage et aux régularisations foncières nécessaires (acquisitions) préalablement à la réalisation des travaux.

▪ **DIG**

Au cas où les terrains n'appartiennent pas à la collectivité, une déclaration d'Intérêt Général (DIG) est nécessaire pour permettre à la collectivité d'effectuer des travaux sur fond privé. Ces travaux rentrent dans le cadre des articles L 151-36 à L 151-40 du Code Rural et de la Pêche.

Cette procédure permettra à la communauté de communes qui a la compétence Gémapi d'entreprendre des travaux à caractère d'intérêt général, en lieu et place des propriétaires riverains dans le domaine suivant, prévu à l'article L 211-7 du Code de l'Environnement :

- 5° La défense contre les inondations et contre la mer ;

▪ **Réseaux**

Aucun réseau ne nous a été signalé à ce stade dans l'emprise des travaux. Il appartiendra de toute façon à l'entreprise titulaire du marché d'envoyer les DICT aux différents gestionnaires de réseaux préalablement à l'ouverture du chantier (au moins 10 jours avant).

L'Ingénieur Spécialisé RTM,



Bernard LAGET

Vu et contrôlé,

La Cheffe de Service RTM,

Marie-Pierre MICHAUD

ANNEXES

Annexe 1

RAPPORT D'ETUDE GEOTECHNIQUE DE
CONCEPTION – PHASE PROJET G2-PRO
(Janvier 2021 - Bureau Confluence)

Annexe 2

RAPPORT DES RECONNAISSANCES GEOPHYSIQUES RADAR GEOLOGIQUE (Décembre 2020 - Bureau INNOGEO)

Annexe 3

PLANCHES PHOTOS DU DIAGNOSTIC VISUEL DE
NOVEMBRE 2020

Annexe 4

ABAQUES SOGREAH POUR CALCUL DE L'AFFOUILLEMENT
DANS LES COURBES (digue verticale)

Annexe 5

PLANS DE L'AMENAGEMENT PROJETE

- Vue en plan
- Profils en long
- Profils en travers