

A l'aval du dalot et jusqu'au pont de Pallon, la route s'éloigne et une terrasse de débordement est présente. Quelques enrochements disposés en vrac sont visibles puis plus aucune protection n'a été relevée.



Fig. 44 : photos du dalot de retour des écoulements de la plaine rive gauche (à gauche) et de la berge rive gauche protégée par des enrochements secs disposés en vrac (tronçon 6)

5.1.5. DISPOSITIFS DE REGULATION DES ECOULEMENTS

5.1.5.1. Prises d'eau intermédiaires

L'unique prise d'eau présente en rive droite vise à approvisionner les terres agricoles de la rive droite. Elle se situe sur le tronçon 2 au PM 169. L'ASA est par contre en cours de dissolution et cette prise d'eau ne semble plus utilisée.

Elle se compose de deux cadres métalliques de faible dimension (30 cm x 70 cm) pouvant accueillir des panneaux obturateurs et permettant de sélectionner aux choix une alimentation par l'amont (via le petit chenal creusé dans les anciennes terrasses du torrent) ou une alimentation latérale.

Notons qu'aucun panneau obturateur n'était présent le jour de notre visite. La taille réduite des ouvertures est cohérente avec la taille réduite du chenal aval.



Fig. 45 : photos de la prise d'eau – tronc d'arbre présent et absence d'obturateurs

Notons également la présence d'un vieux tronc d'arbre coincé (volontairement?) au pied de cet ouvrage qui limite encore plus le débit susceptible de traverser l'ouvrage.

Cet ouvrage ne permet pas de faire passer un débit conséquent et l'absence d'obturateurs n'est pas alarmante. Cependant, cette prise d'eau a été aménagée de telle manière qu'elle crée un point bas critique et assez étendu (environ 5 m) au niveau du système d'endiguement.

Il s'agit d'un des points critiques de débordements en période de crue (cf. analyse hydraulique).



Fig. 46 : photos de la prise d'eau – aperçu du point bas créé par cet ouvrage – point critique

5.1.5.2. Plan d'eau du camping

Le plan d'eau est alimenté par une résurgence. Le remplissage et la vidange sont gérés au niveau du camping par la mise en place et le retrait de basting bois. Le remplissage se fait à l'ouverture du camping, début mai, et la vidange à la fermeture courant septembre.

5.1.5.3. Canal d'amenée des eaux vers les champs et canal de vidange du plan d'eau

La prise d'eau précédente permet d'alimenter les champs via un talweg très peu marqué, enherbé et très étroit (<50 cm). Peu après la prise d'eau, les écoulements doivent emprunter une première conduite PVC de très faible diamètre (<20cm) pour passer sous la piste carrossable. L'entrée en buse est fortement embroussaillée.



Fig. 47 : photos de la première traversée de la piste – végétation très présente

Le chenal – toujours très peu marqué – s'étire sur environ 300 m en bordure droite de la piste puis passe sous cette piste toujours dans une canalisation PVC de très faible diamètre (<20cm), également embroussaillée à l'entrée.

Il rejoint ensuite le plan d'eau des Allouvières 250 m après avoir franchi la piste.

A l'aval du plan d'eau, le chenal est plus marqué (environ 1,50 m de large) et mieux entretenu. Les écoulements traversent un dalot (2mx1m) sous la piste d'accès au camping puis rejoignent la Biaysse 175 m plus loin.

5.1.5.4. Aval du système d'endiguement : la prise d'eau EDF de Pallon

La prise d'eau EDF de Pallon est située à l'aval immédiat du système d'endiguement étudié, à l'aval du pont de la route départementale.

Elle se positionne plus précisément à l'entrée de gorges rocheuses où le lit est étroit et pentu et où les écoulements s'accroissent naturellement.



Fig. 48 : photographies de la prise d'eau de Pallon, depuis l'aval (à gauche) et depuis l'amont (à droite)

Les plans de cet ouvrage sont fournis en annexe 9. Cette prise d'eau est composée notamment de 2 vannes de régulation du niveau d'eau de la Biaysse, d'un déversoir latéral avec dégrilleur (vers la conduite forcée) et d'un seuil en béton armé. Ce dernier est calé à la cote 1124,50 m NGF et le niveau d'eau de régulation est généralement compris entre 1127,00 m NGF et 1127,29 m NGF.

Selon les informations d'EDF, l'état de crue est déclaré lorsque le niveau haut de la retenue est atteint ou lorsque les opérations de dégrillage ou de dégrèvement sont inefficaces. En état de crue, la prise d'eau est « effacée ».

Dans les faits, les vannes V1 et V2 se relèvent jusqu'à la cote 1128,50 m NGF (point bas des vannes). La prise d'eau est remise en configuration d'exploitation normale une fois la décrue confirmée, que le dégrèvement de la prise d'eau est effectif et que la météo est favorable.

Le fonctionnement de la prise d'eau - tout comme son possible dysfonctionnement - a été intégré aux calculs hydrauliques.

5.1.6. PROFIL EN LONG DES CRETES ET PIEDS DE BERGES

Les profils en long – sur les deux rives - des crêtes de berges, des terrains côté val et du fond du lit sont présentés en annexe 6.

Ce plan nous permet d'identifier la présence d'éventuels points bas ainsi que de comparer directement la position altimétrique des deux berges.

Analyse des points bas de la crête de berge rive droite :

L'analyse de la crête de berge rive droite indique une grande hétérogénéité de valeurs. Des points particulièrement bas (hauteur entre le fond du lit et la crête de berge rive droite d'environ 1 m) –

et donc particulièrement sensibles aux débordements - sont constatés sur la partie amont du système d'endiguement :

- Sur la quasi-totalité du tronçon 1.
- Au niveau de la prise d'eau du tronçon 2.
- Sur une quarantaine de mètres à l'amont du pont du camping.

Ces points bas de rive droite sont d'autant plus préoccupants pour les enjeux étudiés que la crête de berge rive gauche est positionnée en ces points plus haut que la crête de la berge rive droite.

Sur la partie aval, d'autres points bas ont été identifiés (avec environ 1,50 m de revanche avant débordement) :

- De manière localisée entre PT11 (tronçon 4) et PT12 (tronçon 5).
- De manière quasiment continue entre un point situé à environ 50 m à l'amont de PT14 jusqu'à la partie aval du camping (amont tronçon 6). La situation est particulièrement défavorable en cas de crue à l'amont du PT14 puisque la crête de berge rive droite est située bien en-dessous de la crête de berge rive gauche (différence d'1 m).

Comparaison des positions des crêtes des deux berges :

La position relative des crêtes des berges varie tout au long du linéaire étudié :

- Au niveau du tronçon 1 : les débordements interviendront prioritairement en rive droite puisque la crête de la berge rive droite est située 50 cm en-dessous de la crête de berge rive gauche.
- Sur tout le tronçon 2, les crêtes des deux rives sont approximativement positionnées au même niveau, avec une position légèrement plus haute de la crête rive droite (excepté au niveau des points bas précédemment présentés de la rive droite).
- Sur tout le linéaire des tronçons 3 et 4, la crête de berge rive droite est située plus haute que la crête rive gauche (entre 30 cm et 1 m).
- Au niveau du tronçon 5, à mesure que l'on progresse vers l'aval, la crête de berge rive droite revient à hauteur puis en dessous de la crête de berge rive gauche. Sur l'extrême partie aval du tronçon 5, la crête de berge rive gauche est plus haute d'environ 1 m par rapport à la crête de berge rive droite.
- Au niveau du tronçon 6 les crêtes de berges sont très proches.

5.2. OUVRAGES A CONSTRUIRE OU A MODIFIER

Aucun AVP et aucun PRO n'ont été réalisés pour conforter, modifier ou remplacer le système d'endiguement actuel. Cette partie ne doit donc pas être détaillée dans la présente EDD.

Il est cependant opportun de noter qu'une étude de faisabilité des aménagements à mettre en place pour se prémunir d'une crue bi-centennale a tout de même été menée par le bureau d'étude SAUNIER en 2016. Cette étude se basait sur les conclusions d'un premier diagnostic hydraulique (BPR - 2009) et d'un diagnostic géotechnique (IMSRN – 2015).

L'étude concluait alors en la réalisation des travaux suivants estimés à 954 000 € HT (études comprises) :

- rehausse de 70 cm du pont du camping.
- rehausse de la passerelle (*celle-ci a finalement été supprimée*).

- arasement et reconstruction de la digue rive droite en enrochement sec avec sabot para fouille (ou mur) sur 1 km (digue présentant une hauteur moyenne côté val de 1,2 m).
- la rehausse de la piste d'accès au camping (utile pour les secours) et la création d'un dalot permettant de faire circuler les écoulements débordants de la plaine rive droite.
- création d'un déversoir aval (reprenant les eaux des ravines rive droite).

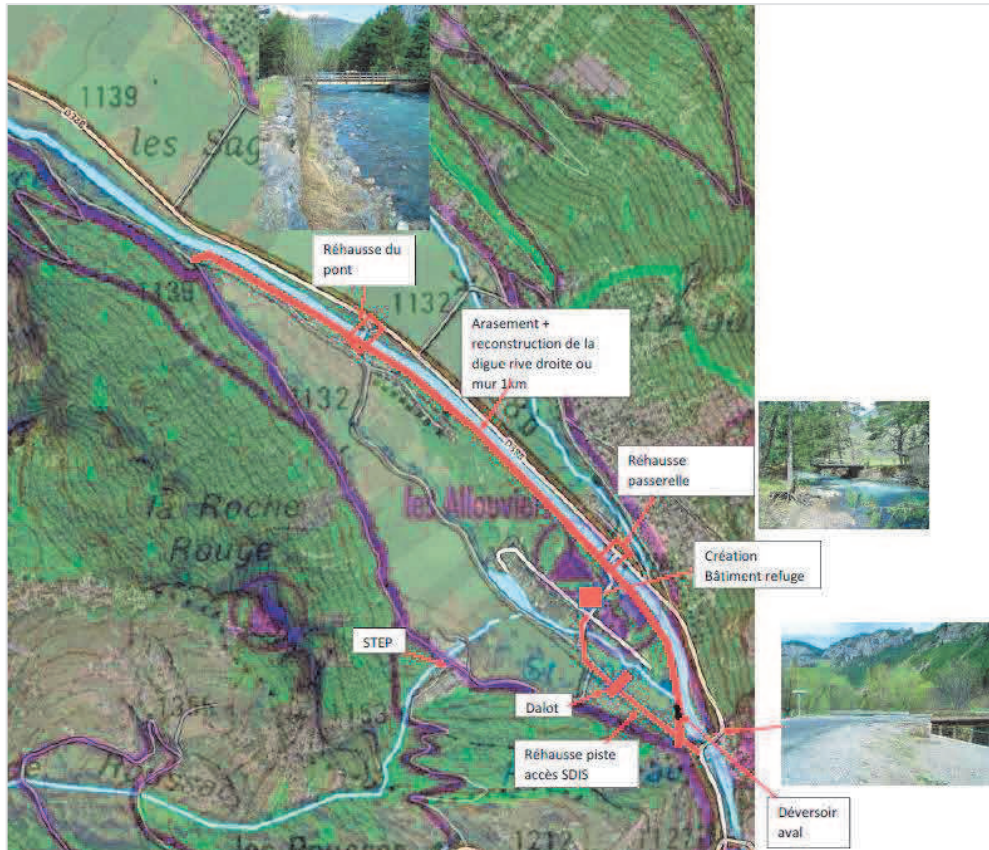


Fig. 49 : localisation des principaux aménagements proposés par Saunier (extrait de l'étude de 2016)

Il avait également été envisagé la création d'un bâtiment au sein du camping, en plus de la consolidation du système d'endiguement, afin de confiner les campeurs dans une zone refuge. La construction de ce bâtiment n'a pas été chiffrée.

En plus des travaux cités ci-dessus, les mesures de sécurité suivantes avaient été préconisées :

- mise en place des préconisations du Cahier de prescription de sécurité.
- présence d'un gardien 24 heures sur 24 qui doit se tenir informé des prévisions météorologiques quotidiennement (VIGIMET Flash + plateforme Rythme).
- reculer de 20 mètres les emplacements par rapport au pied de la digue.
- nettoyer et enlever les embâcles dans la Biaysse.

Nous verrons par la suite que, au vu des résultats d'un diagnostic hydraulique et pathologique plus précis, certaines de ces propositions seront confortées et d'autres seront remplacées ou abandonnées.

5.3. DESCRIPTION FONCTIONNELLE DU SYSTEME D'ENDIGUEMENT

Conformément au plan préconisé dans l'arrêté d'avril 2017, cette partie comporte une étude hydraulique des écoulements qui se produisent, en tenant compte du système d'endiguement.

Cette partie vient compléter le diagnostic hydraulique simplifié réalisé dans le chapitre 4 de cette étude par l'apport notamment de la modélisation hydraulique à deux dimensions des écoulements en période de crue.

5.3.1. RAPPEL DES RESULTATS DE L'ETUDE BPR DE 2009

L'étude hydraulique BPR avait permis d'estimer grossièrement quelles étaient les capacités hydrauliques maximales du lit et des ponts (pont du camping et ancienne passerelle) au niveau de plusieurs profils en travers.

Ces résultats sont repris en détail en *annexe 14* et comparés à ceux de la présente étude dans les paragraphes suivants.



Fig. 50 : Localisation des principaux points de débordements – résultats extraits de l'étude BPR de 2009

Les calculs réalisés prenant en compte la digue rive droite (certains calculs avaient été réalisés sans prendre en compte le système d'endiguement actuel) indiquent :

- des capacités du lit très irrégulières fluctuant entre 60 m³/s et 130 m³/s.
- la présence de deux points critiques de débordement (à l'amont du pont et au niveau du camping).
- une capacité théorique du pont du camping de 85 m³/s.
- une valeur résiduelle de sollicitation des digues du camping de l'ordre de 100 m³/s (approximation par manque de topographie).

L'absence de topographie à l'amont du camping et dans la plaine rive gauche n'avait pas permis de réaliser une étude hydraulique suffisamment précise pour connaître le niveau de sollicitation réel de ouvrages ainsi que l'ordre de grandeur des débits débordants.

Nous verrons notamment que certaines zones critiques ont été oubliées (notamment sur l'extrême partie amont et l'extrême partie aval) et que certaines capacités du lit avaient été mal perçues.

5.3.2. PRESENTATION DU LOGICIEL DE MODELISATION

Nous avons choisi d'utiliser pour cette étude le logiciel de modélisation **HEC-RAS (5.0.3)** qui possède un module 2D.

Le logiciel HEC-RAS (Hydrologic Engineering Centers Rivers Analysis System) est un logiciel utilisé pour évaluer les niveaux et les paramètres caractéristiques des écoulements selon le régime hydraulique (valeur de débit).

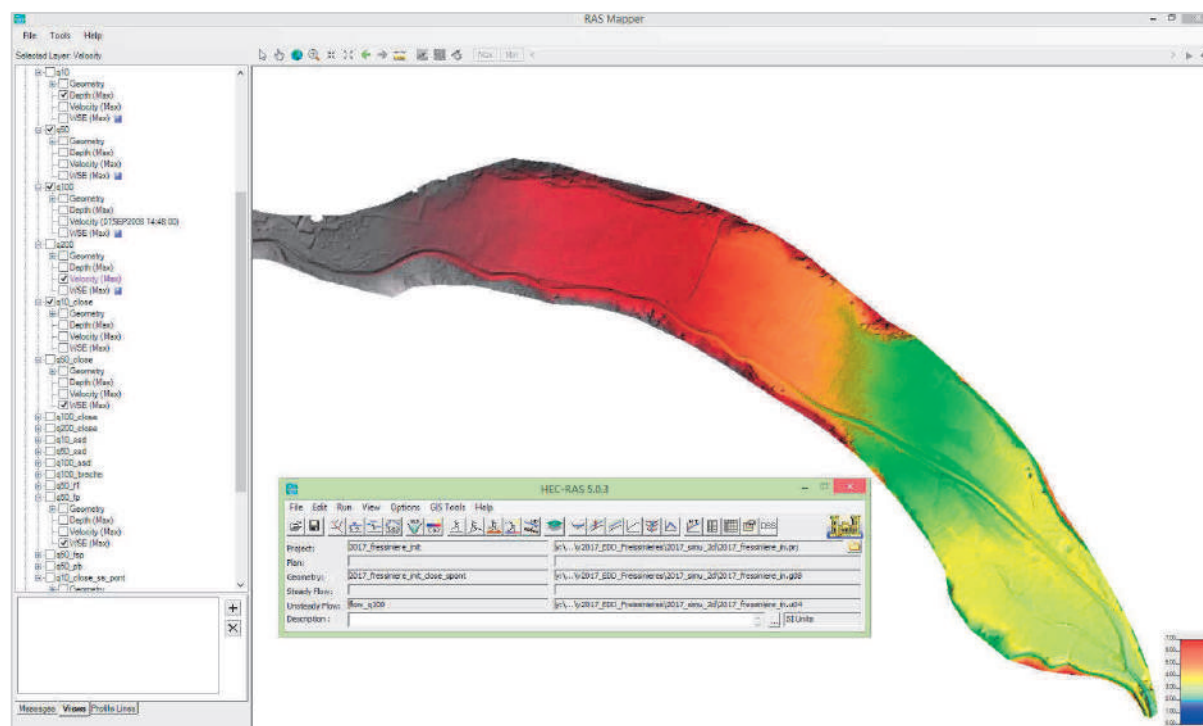


Fig. 51 : Aperçu de la fenêtre de commande principale et de la fenêtre d'exploitation des résultats sous HEC-RAS 2D avec MNT (module RAS-MAPPER)

Bien connu de la communauté scientifique (car gratuit et très robuste), le code de calcul est au choix de type 1D (une seule dimension) ou/et 2D (deux dimensions) et permet de représenter des conditions d'écoulements adaptées aux torrents et rivières de montagne.

Le code de calcul en 2D est particulièrement adapté à la simulation de régimes transitoires (hydrogrammes de crues et formation rapide de brèches par exemple) et aux zones d'expansion des crues comme celles de la vallée de Freissinières.

Nous avons donc privilégié ce mode de calcul dans notre prestation.

5.3.3. TOPOGRAPHIE UTILISEE ET EMPRISE DU MODELE

Le modèle hydraulique s'étend à l'amont du hameau des Ribes à Freissinières au niveau du pont de l'Eglise jusqu'à l'aval de la prise d'eau EDF de Pallon. Cela représente un linéaire d'environ 3,5 km.

Les données topographiques utilisées pour construire la géométrie du modèle sont issues d'un MNT traité au pas d'1 m à partir des données brutes de la campagne LIDAR réalisée en juin 2017 par SINTEGRA pour les besoins de cette étude.

Tous les terrains du fond de vallée ont été intégrés ainsi que tous les ouvrages de franchissement.

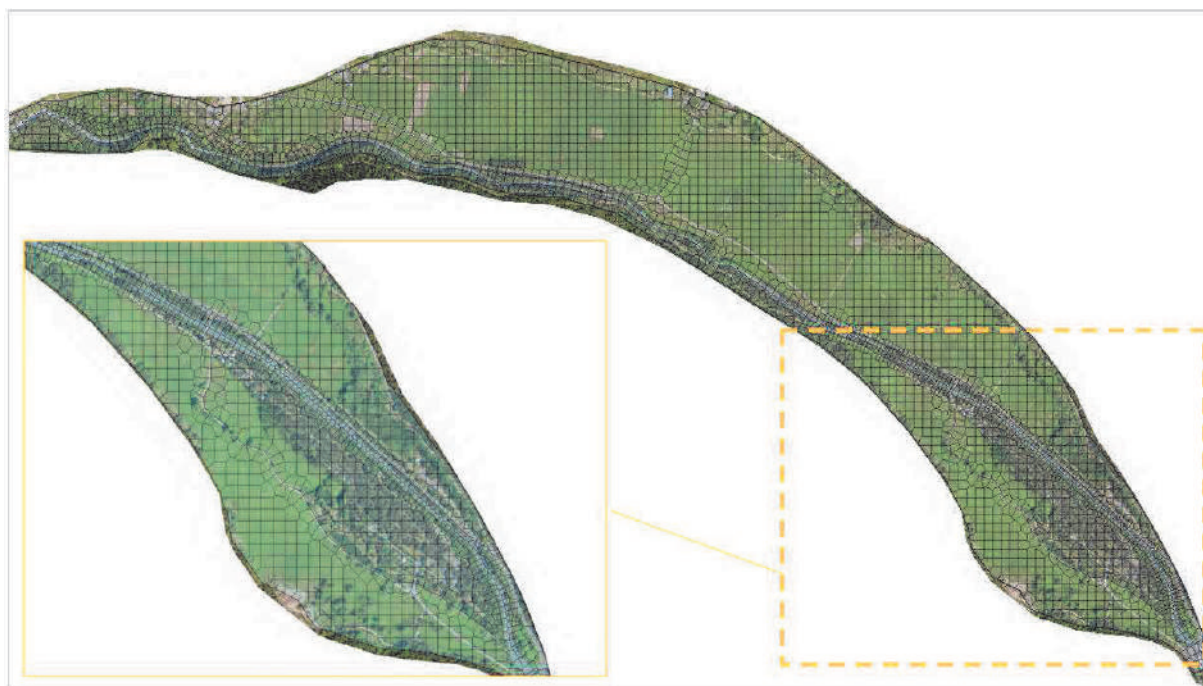


Fig. 52 : Emprise du modèle et maillage utilisé + zoom au niveau de la zone protégée

Le fonctionnement de la prise d'eau EDF de Pallon a également été pris en compte. Nous reviendrons sur son fonctionnement détaillé dans la suite de cette étude. Il est tout de même important de souligner à ce stade que le mode par défaut utilisé pour les simulations pour cet ouvrage est un mode prenant en compte la « vanne de régulation ouverte ». Nous verrons par la suite que nous avons également testé un mode « vanne bloquée » dans le cadre de l'analyse de facteurs aggravants.

5.3.4. LISTE DES PARAMETRES, TESTS DE SENSIBILITE ET CHOIX DES PARAMETRES REPRESENTATIFS

Pour fonctionner correctement, le modèle a besoin, en plus d'un MNT et des conditions aux limites du modèle (loi d'entrée et sortie de l'eau dans le modèle), qu'on lui renseigne d'autres paramètres importants possédant une influence sur le résultat obtenu. Plusieurs tests de sensibilité ont été menés notamment sur les coefficients de Manning du lit mineur (dans une gamme acceptable), la taille des mailles et le pas de temps de simulation :

Coefficients de rugosité de Manning : il représente la résistance du sol à l'écoulement de l'eau (forces de frottement). Plus le coefficient de Manning est important, plus la rugosité est importante et plus les niveaux d'écoulement sont importants pour un débit donné. Par exemple, une route offre peu de résistance à l'écoulement alors qu'une zone boisée présente une résistance plus importante à l'écoulement. Des coefficients de Manning différents doivent donc être reportés sur les cellules correspondantes dans la géométrie du modèle.

Pour chaque type d'occupation du sol (forêt, champs, zone urbaine, lit de différentes granulométries...), des tables et ordres de grandeur de ces paramètres existent dans la littérature scientifique. Ils ont été utilisés dans notre cas d'étude.

Notons que ces coefficients de Manning des modèles 2D sont inférieurs (environ 1,5x) à ceux utilisés dans le cadre de l'utilisation d'un modèle 1D. Cela provient notamment d'une meilleure représentativité des frictions, des veines d'eau et des obstacles à l'écoulement en 2D (alors que ceux-ci sont ajoutés artificiellement au coefficient de frottement en 1D).

Au final, nous avons testé la variation du coefficient de Manning du lit mineur dans les plages acceptables de valeurs (de $n=0.02$ à $n=0.027$) et seule une différence maximale de hauteur d'eau

de l'ordre de 10 cm a été constatée entre ces deux valeurs extrêmes. Aucune incidence sur le positionnement des débordements n'a été détectée pour chaque scénario de crue. **Nous avons donc choisi des coefficients de Manning médians conformes aux préconisations de la littérature à ce sujet.**

Les coefficients de Manning qui ont finalement été retenus au droit de la zone protégée sont les suivants :

Type d'espace	n (1/K)
Lit mineur	0.025
Berges	0.05
Lit majeur	0.015

Notons que des coefficients de Manning légèrement plus importants ont été pris en compte sur la première moitié amont du modèle pour tenir compte de la granulométrie plus importante du chenal sur ce secteur (n lit mineur=0.03).

Géométrie adaptée - maillage du modèle : comme tout modèle numérique, HEC-RAS calcule les vitesses et hauteurs d'eau dans le modèle à travers un maillage. Le choix du maillage (à la fois l'orientation des mailles et la taille des mailles) est important car il détermine la manière et les endroits où les calculs sont effectués. Le maillage choisi doit être adapté à la topologie (prise en compte de points hauts notamment) sans quoi il donnera des résultats erronés (notamment dans le cas des zones de débordements).

Des lignes de rupture doivent notamment être mises en œuvre au niveau de points hauts afin d'être sûr que ce point haut soit positionné sur une arrête entre deux mailles. Le point haut sera alors bien représenté dans le modèle et non fondu dans une maille de calcul. Dans ce dernier cas, une erreur de calcul est susceptible d'être transmise vers les mailles suivantes. De plus, le maillage doit être adapté aux attentes de la modélisation.

Dans un secteur urbain aux multiples variations topologiques, où nous cherchons à déterminer les vitesses d'écoulement autour d'un bâtiment par exemple, un maillage très fin (2mx2m ou 5mx5m) est nécessaire.

Pour un calcul de débordement dans une vaste plaine inondable à faible pente, comme c'est le cas dans notre étude, des grandes mailles suffisent (20mx20m).

Le pas de temps de simulation : il s'agit du temps « réel » écoulé entre deux calculs du modèle. C'est-à-dire que l'on détermine, par exemple toutes les secondes ou toutes les demies secondes, les hauteurs d'eau et les vitesses d'écoulements dans le modèle.

Le pas de temps de simulation est lié au choix du maillage et aux vitesses d'écoulements attendues. Plus le maillage est fin, plus le pas de temps de la simulation doit être court. De même, plus les vitesses d'écoulement sont importantes, plus le pas de temps de la simulation doit être faible.

Dans notre cas visant à simuler un phénomène moyennement rapide sur un maillage assez large, nous optons donc pour le choix d'un pas de temps de simulations intermédiaires de 3 secondes.

5.3.5. SYNTHÈSE DES PRINCIPAUX RÉSULTATS DES SIMULATIONS EN SITUATION ACTUELLE

Une première série de simulations a été réalisée en situation actuelle en considérant le système d'endiguement résistant.

Les résultats détaillés des simulations réalisées sont présentés en annexe 15 du présent rapport sur plusieurs profils en travers de référence, sur la vue en plan (hauteurs et vitesses maximales) et sur le profil en long.

5.3.5.1. Crue décennale - Q_{10}

De légers débordements apparaissent en rive gauche dans la zone des Sagnasses bien en amont de la zone protégée étudiée. Le débit débordant est cependant très faible et inférieur à $1 \text{ m}^3/\text{s}$.

Un très léger débordement qui ne touche pas les enjeux apparaît sur l'extrême partie amont du système d'endiguement, au niveau de la protection très dégradée en gabions métalliques. Le débit débordant est également inférieur à $1 \text{ m}^3/\text{s}$ (vitesses inférieures à 1 m/s et hauteur inférieure à 20 cm). **Les HLL et le camping ne sont pas touchés mais des écoulements sont constatés dans la plaine rive droite et sur la route d'accès au camping. Le camping est « entouré d'eau ».**

Dans le lit vif, les vitesses maximales atteignent 3 m/s à $3,5 \text{ m/s}$ et les hauteurs d'eau maximales $1,5 \text{ m}$ dans les zones les plus contraintes. **En rive droite, les hauteurs de surélévation (merlon ou digue) par rapport au terrain naturel côté val sont globalement très peu sollicitées.**

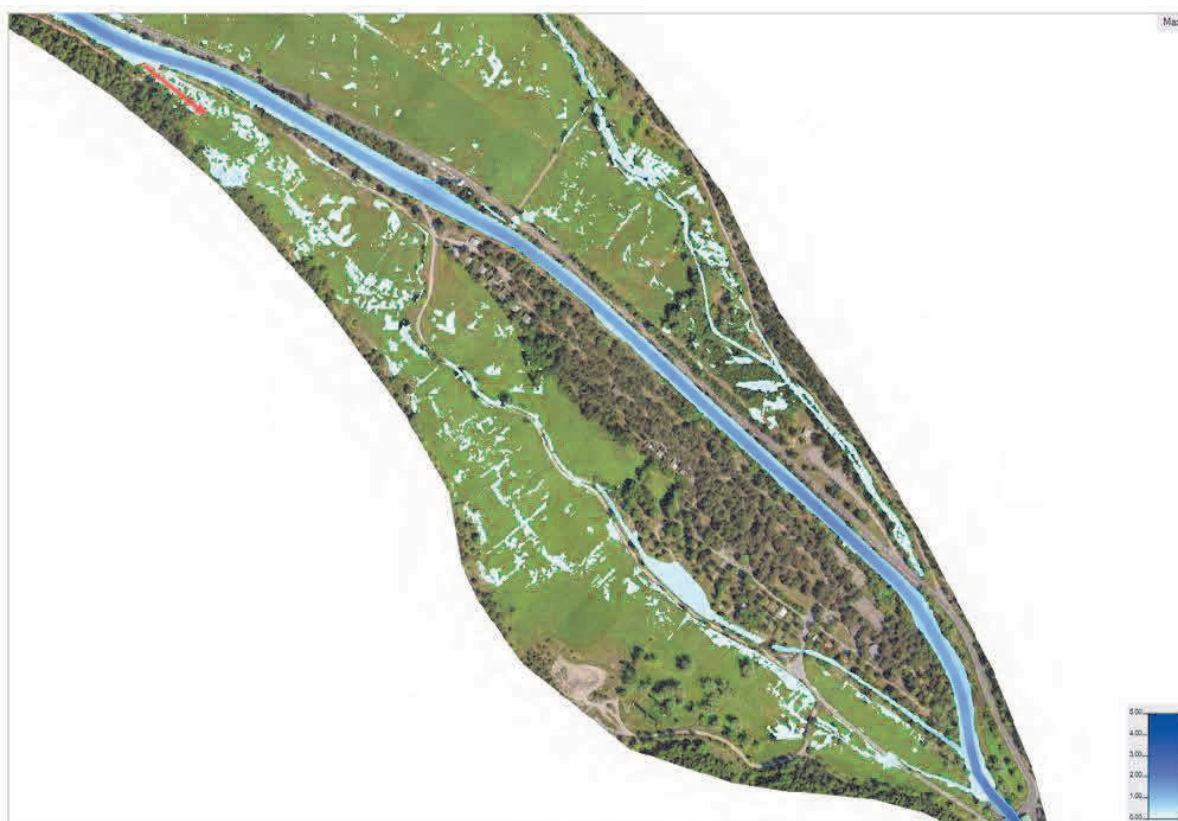


Fig. 53 : Localisation (flèche rouge) des premiers débordements en rive droite à l'amont du système d'endiguement et représentation des écoulements débordants dans la plaine – Q_{10} – situation actuelle

Seule l'extrême partie amont des protections en gabions (légèrement débordantes) et les 30 ml linéaires de la double rangée de gabions située à l'amont du pont du camping sont fortement sollicités.

Les résultats présentés sur le profil en long permettent de constater **l'impact défavorable du pont sur l'augmentation des hauteurs d'eau amont. L'ouvrage de franchissement permet dans ce cas de faire transiter un débit d'environ $43 \text{ m}^3/\text{s}$.** Le pont n'est pas en charge mais il provoque cependant des pertes de charges dues à la contraction et à la pile centrale ; ceci engendre un ralentissement important des écoulements et une augmentation conséquente des niveaux d'eau par influence aval.

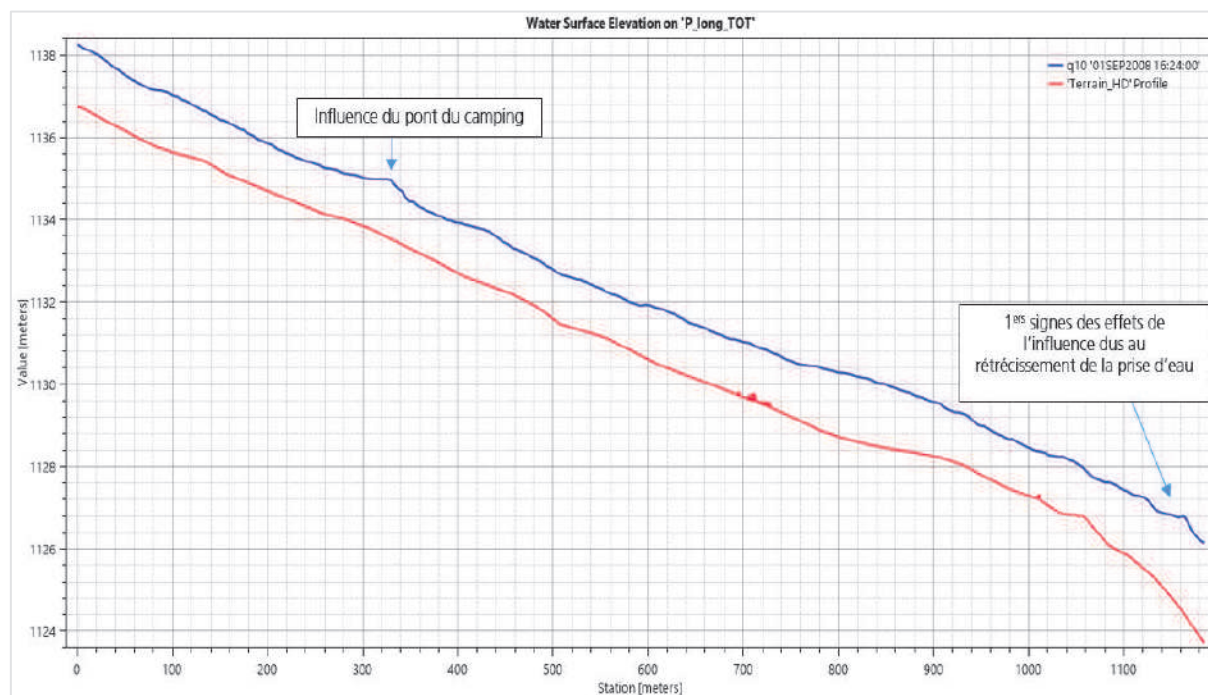


Fig. 54 : Profil en long de la ligne d'eau et du lit et localisation de l'influence du pont

Les écoulements ne sont également pas loin de déborder au niveau de la prise d'eau située au niveau de la double rangée de gabion (20 cm seulement de revanche) et sur l'extrême partie aval du camping au niveau de la berge rive droite sans surélévation.

5.3.5.2. Crue cinquantennale - Q_{50}

Dans ce cas, de nombreux débordements interviennent en rive gauche sur la partie amont du modèle bien à l'amont de la zone protégée étudiée.

Le débit maximum arrivant dans le lit mineur à l'amont immédiat du système d'endiguement est fortement écrêté et n'atteint plus que $64 \text{ m}^3/\text{s}$, soit le débit maximum d'une crue de période de retour 20 ans. Des débordements interviennent ensuite sur les deux rives et l'écrêtement des débits dans le lit mineur se poursuit.

Le pont qui passe en charge couplé aux digues amont ne permet pas de faire transiter un débit à l'aval supérieur à $55 \text{ m}^3/\text{s}$.

En rive droite, sur le secteur amont (amont pont du camping), les principaux débordements interviennent :

- Sur l'extrême partie amont du système d'endiguement au niveau des gabions en mauvais état (sur environ 40 ml, lame d'eau débordante d'environ 40 cm) ;
- Ponctuellement au niveau du point bas de la prise d'eau ;
- Sur les 30 ml à l'amont du pont du camping (lame d'eau débordante maxi de 20 cm au niveau de deux points bas).



Fig. 55 : Hauteurs maximales pour la crue cinquantennale et localisation des principaux points de débordement en rive droite (flèches rouges) – Q50 - situation actuelle

Les débits en provenance de cette zone de débordement amont rive droite atteignent environ $7\text{m}^3/\text{s}$.

La hauteur d'eau atteinte dans la plaine en rive droite liée à ces débordements est inférieure à 40 cm tandis que les vitesses maximales atteignent 1,5 m/s.

La topographie de la plaine fait que ces écoulements débordants ne touchent pratiquement pas les parties amont et médianes du camping. Ils se concentrent au niveau et à proximité du canal amont et de vidange du plan d'eau du camping.

Le camping et les HLL sont isolés et la route d'accès est inondée.

A l'aval du plan d'eau, ces écoulements débordants ne peuvent être totalement repris par le chenal de vidange qui est déjà totalement surchargé par des remontées de niveau d'eau aval (saturation aval due au rétrécissement important du lit).

En rive droite sur le secteur aval, des débordements interviennent en deux temps :

- Tout d'abord sur l'extrême partie aval du camping dans la zone non protégée, avec des débordements intervenant par influence aval. Le secteur très étroit de la prise d'eau engendre une surélévation progressive des niveaux d'eau de l'aval vers l'amont ;
- Puis après retour des écoulements débordants au niveau du dalot en provenance de la plaine rive gauche, également un peu plus à l'amont dans une zone présentant un petit merlon (<1m) sans protection.

La hauteur d'eau sur ce secteur inondé à l'aval du camping est globalement inférieure à 70 cm et les vitesses sont assez importantes comprises entre 1,5 m/s et 2 m/s.

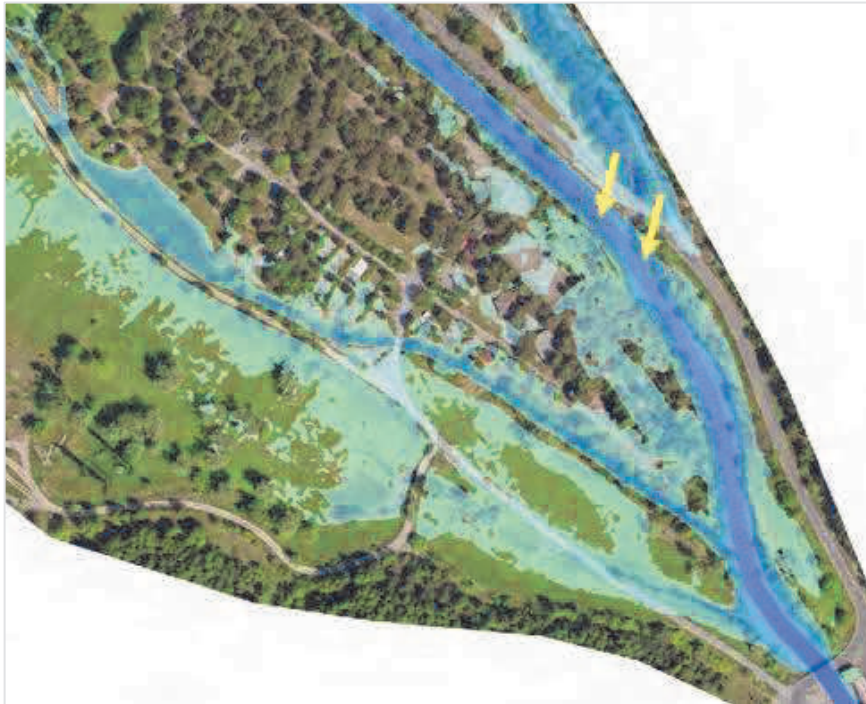


Fig. 56 : localisation de la zone de retour des débordements en provenance de la plaine inondée en rive gauche (flèches jaunes) – Q50 - situation actuelle

Les vitesses maximales dans le lit mineur sont comprises entre 2,5 m/s et 3,7 m/s et des phénomènes d'érosion peuvent donc potentiellement se produire. Ceux-ci sont difficilement reproductibles par le modèle et des divagations importantes et aléatoires peuvent se produire.



Fig. 57 : vitesses maximales atteintes et lignes de courant – Q50 - situation actuelle

La hauteur d'eau maximale de sollicitation des ouvrages surélevés de rive droite est cependant très variable :

- Il est fort au niveau des secteurs débordants notamment au niveau de la protection en gabion (notamment sur les 30 ml à l'amont du pont du camping avec 80 cm environ de mise en charge par rapport au TN côté val).
- Faible sur une grande partie de la digue formée d'une double rangée de gabions (tronçon 2) et au niveau de la digue en enrochement (tronçon 3) et en remblai non protégé (tronçon 4) à l'aval du pont du camping (en moyenne proche de 20 cm à 30 cm de mise en charge par rapport au TN côté val, ponctuellement 60 cm au niveau du PT8).
- Puis redevient fort sur la partie aval du camping au niveau du petit merlon non protégé (tronçon 5) dans la zone débordante sur la partie aval du camping (mise en charge maximale du merlon d'environ 80 cm).

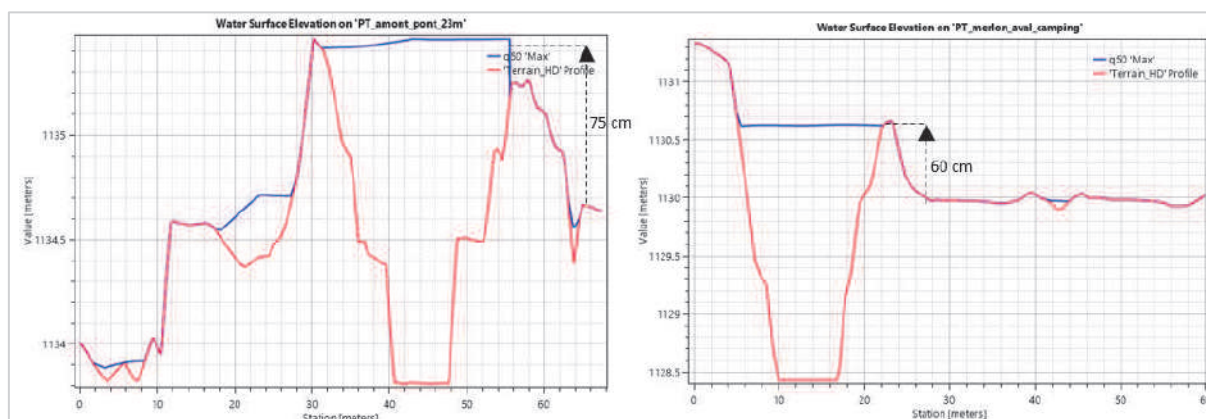


Fig. 58 : Hauteurs maximales pour la crue cinquantennale au niveau des zones de mise en charge maximale des ouvrages – Q50 - situation actuelle

Il est particulièrement intéressant de noter que les mises en charges maximales interviennent au niveau des ouvrages (ou de merlons) possédant les plus faibles dimensions, c'est-à-dire sur lesquels la hauteur est faible entre la crête de l'ouvrage et le niveau du terrain naturel côté val. Les éventuelles ruptures d'ouvrage par surverse ou érosion externe produiront ainsi probablement des conséquences limitées.

De plus, les vitesses maximales sont obtenues au niveau de secteurs où la charge de sollicitation des ouvrages est faible.

Les calculs montrent que les lames d'eau maximales de sollicitation des rehausses seraient seulement de l'ordre de 60 cm à 80 cm aux endroits les plus critiques (tronçon 2 et tronçon 5).

5.3.5.3. Crue centennale – Q₁₀₀

Dans ce cas, des débordements encore plus importants interviennent bien en amont du système de protection étudié. **Le débit de pointe injecté à l'entrée du modèle de 120 m³/s n'est plus que de 72 m³/s dans le lit à l'amont immédiat du système d'endiguement étudié.** Le débit réel de sollicitation du système d'endiguement amont est donc légèrement plus important que celui obtenu en crue cinquantennale (pour rappel 64 m³/s).

Au gré des différents débordements se produisant principalement à l'amont du pont du camping (sur les deux rives puis à l'aval immédiat en rive gauche), la différence de sollicitation des digues en rive droite (enrochements et merlon de grande dimension) devient pratiquement nulle entre

les deux crues (débit à l'aval du pont du camping écrêté à 55 m³/s). Le niveau de sollicitation de celles-ci demeure donc faible pour la crue centennale.

De ce fait, les vitesses et les hauteurs d'écoulement dans le lit de la Biaysse sont peu différentes sur une grande partie du linéaire étudié. **Les niveaux de sollicitation des ouvrages de protection en rive droite sont légèrement plus importants sur la partie amont du système d'endiguement étudié (digues gabions) et globalement équivalents à ceux de la crue cinquantennale sur une grande partie du linéaire à l'aval du pont du camping (digue en enrochement et digue en tout venant de grande dimension).**

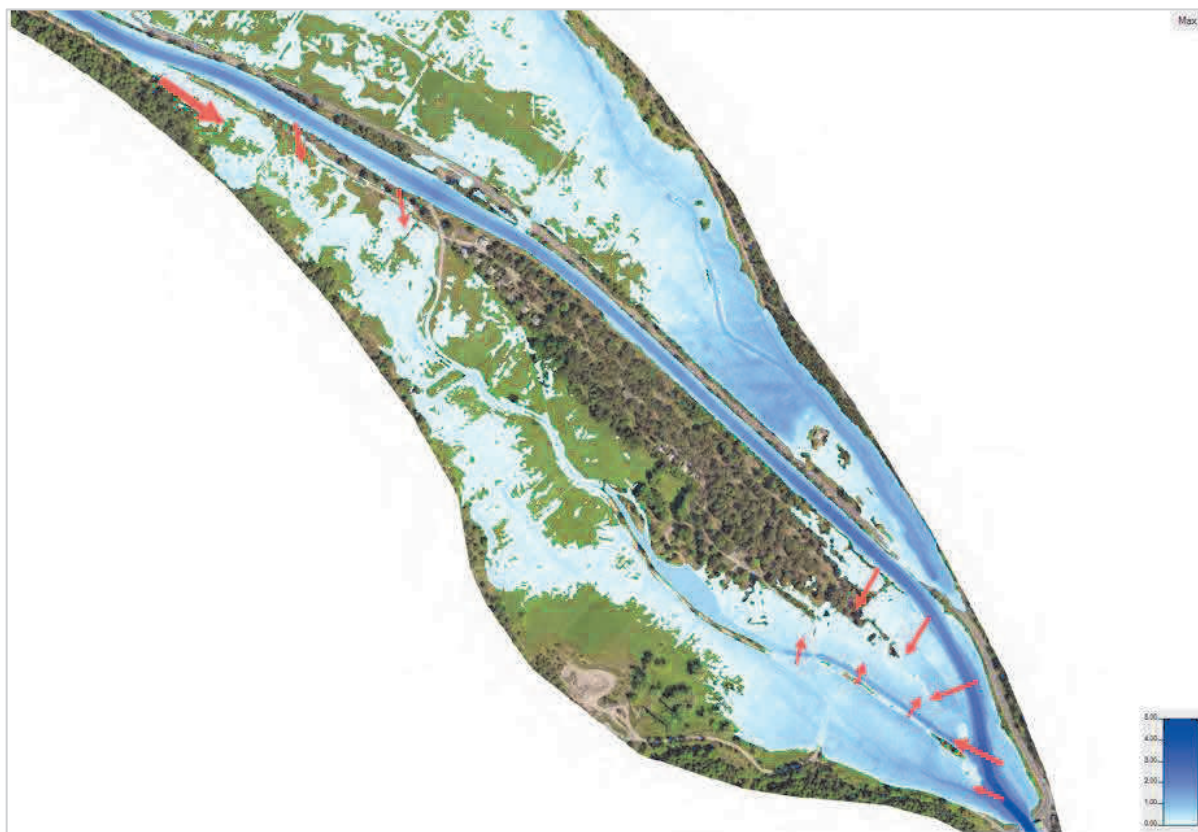


Fig. 59 : Hauteurs maximales pour la crue centennale et localisation des principaux points de débordement en rive droite (flèches rouges) - Q100 - situation actuelle

Sur la partie amont du pont, on retrouve les mêmes points de débordement que pour la crue cinquantennale (protection dégradée en gabion, prise d'eau et sur les 30 ml à l'amont du pont).

Les débordements en rive droite sont légèrement plus importants et atteignent, au total, environ 10 m³/s. Les hauteurs maximales résultantes dans la plaine inondable jusqu'au plan d'eau restent inférieures à 50 cm et les vitesses maximales sont inférieures à 1,5 m/s. La topographie de la plaine fait que ces débordements n'atteignent pas une grande partie amont du camping.

A l'aval du plan d'eau, la saturation de la plaine rive droite et du canal de décharge du plan d'eau est encore plus marquée ce qui provoque des débordements plus intenses en direction du camping.

La situation s'aggrave clairement sur l'extrême partie aval de la zone d'étude qui voit le retour de l'ensemble des écoulements débordants de la plaine rive gauche.

La saturation du lit aval s'accroît et les hauteurs et les vitesses deviennent très importantes au niveau de la zone non protégée et du petit merlon en tout venant qui est encore plus sollicité (augmentation de la hauteur d'eau d'environ 20 cm).

L'inondation de la partie aval du camping est plus intense mais également plus importante en terme d'emprise. Les hauteurs d'eau et les vitesses maximales obtenues sur l'extrême partie aval du camping atteignent respectivement 1 m et 2 m/s.

5.3.5.4. Crue bi-centennale – Q_{200}

Pour une telle crue, et par rapport à la crue centennale, la situation s'aggrave uniquement sur la partie aval du camping.

En effet, le débit arrivant dans le lit de la Biaysse à l'amont immédiat du système d'endiguement est limité à $75 \text{ m}^3/\text{s}$ (alors que le débit maximal en entrée du modèle est de $145 \text{ m}^3/\text{s}$), soit pratiquement équivalent à celui d'une crue centennale. **Ce seuil de $75 \text{ m}^3/\text{s}$ représente bien la valeur maximale de sollicitation du système d'endiguement amont. Tout excès de débit est déversé dans la plaine rive gauche à l'amont du système d'endiguement étudié.**

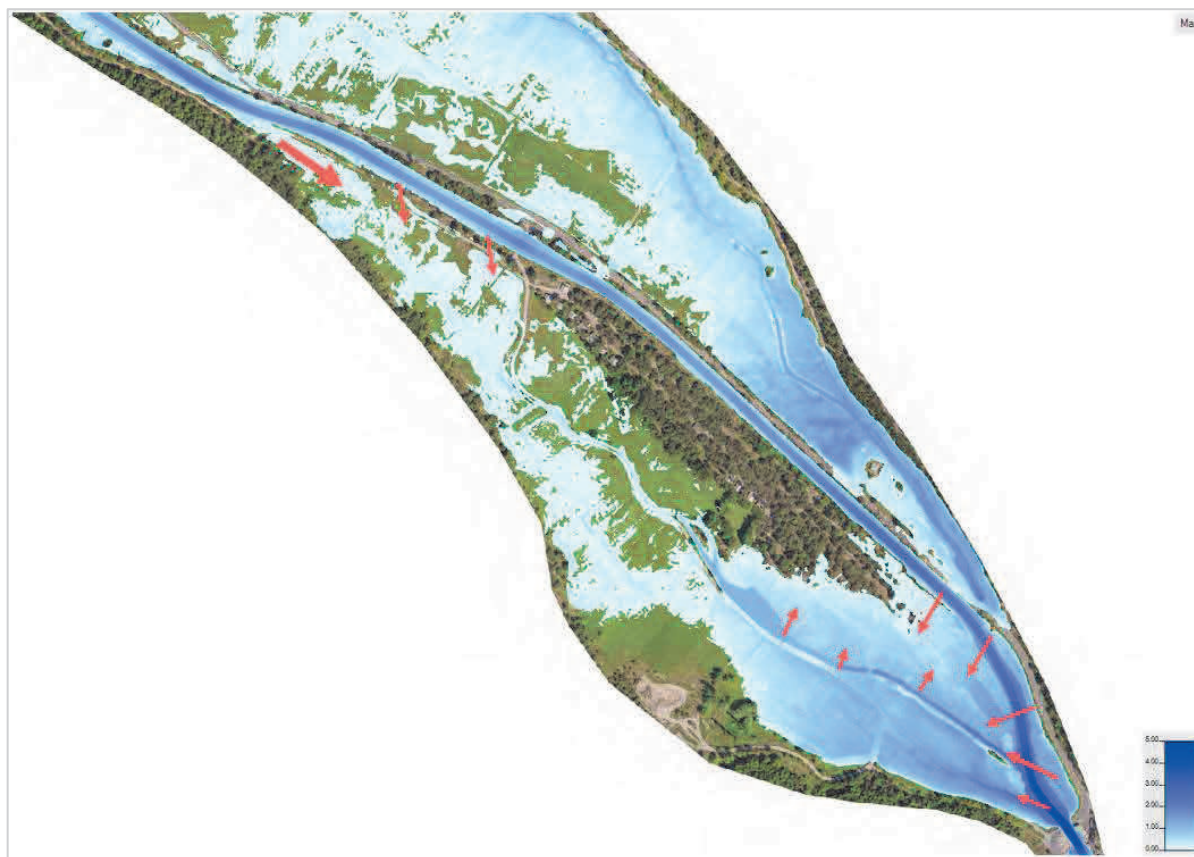


Fig. 60 : Hauteurs maximales pour la crue centennale et localisation des principaux points de débordement en rive droite (flèches rouges) – Q_{200} - situation actuelle

Sur la quasi-totalité du système d'endiguement étudié, le niveau de sollicitation des ouvrages est pratiquement identique à celui d'une crue centennale, lui-même peu éloigné de celui d'une crue cinquennale.

La localisation et l'emprise des débordements sont ainsi identiques à celles présentées précédemment sur la partie amont et médiane de la zone protégée (débits débordants amont en rive droite de $11 \text{ m}^3/\text{s}$ contre $10 \text{ m}^3/\text{s}$ pour la crue centennale).

Compte-tenu de l'augmentation des débits débordants de rive gauche, la situation s'empire sur la partie basse du camping à proximité du point de retour dans le lit. La zone touchée par des débordements s'étend vers l'amont et les conditions d'écoulement dans la zone débordante s'aggravent (1,5 m de hauteur d'eau maximum et vitesses proches de 3 m/s).

5.3.5.5. Etude des possibilités d'évacuation pendant la crue

Les simulations réalisées précédemment montrent que le camping et les HLL pourraient se retrouver « isolés » en situation actuelle dès l'apparition d'une crue de période de retour 10 ans. Cette affirmation est à nuancer selon les crues.

De nombreux écrits existent dans la littérature afin de caractériser les possibilités de déplacement des personnes en fonction de la hauteur d'eau et de la vitesse de l'écoulement. La DDE du Vaucluse a notamment réalisé le tableau synthétique suivant qui permet de caractériser les aléas dans le cadre d'élaboration de PPR.

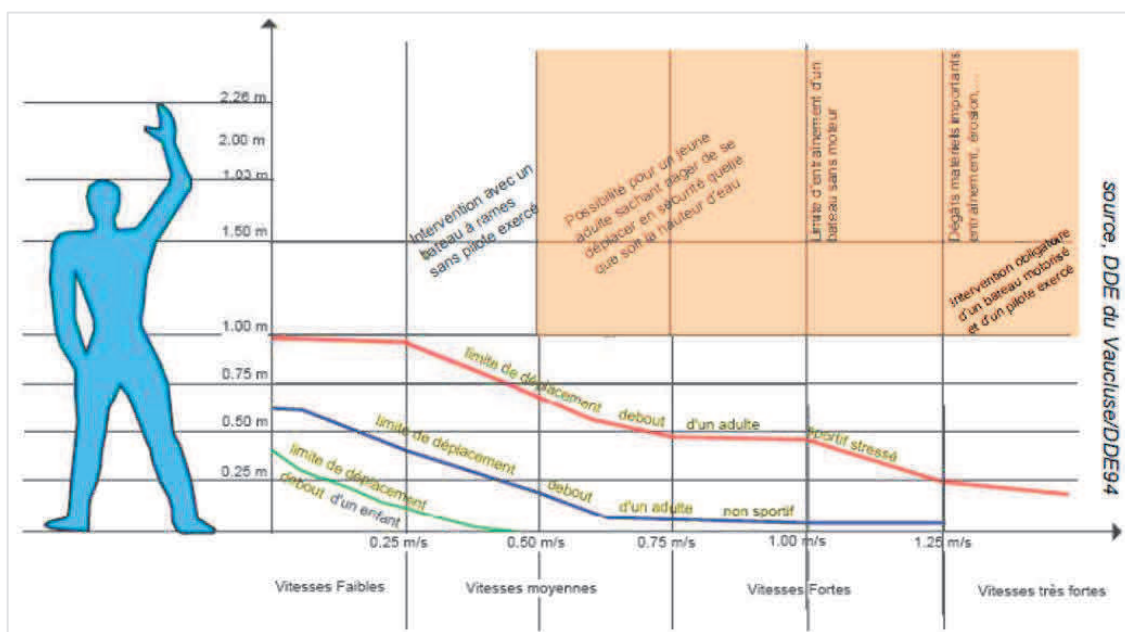


Fig. 61 : possibilités de déplacement des personnes en fonction de la vitesse et de la hauteur de l'écoulement (source DDE du Vaucluse)

Pour une crue décennale, les zones touchées dans la plaine de débordement rive droite sont peu étendues et de nombreuses zones semblent pouvoir convenir pour traverser à pied et se mettre à l'abri.

Dans ces zones de traversées potentielles par les campeurs, les hauteurs et les vitesses atteignent respectivement environ 20 cm et 0,5 m/s. Selon le tableau ci-dessus, ces conditions correspondent à la limite de déplacement d'un adulte non sportif. **Les conditions de traversée piétonne sont donc déjà difficiles pour une crue décennale, mais possibles.**

Il vaudra mieux cependant anticiper le plus possible afin d'éviter que cette situation ne se produise.

Pour une crue centennale, les hauteurs et les vitesses dans la plaine de débordement rive droite approchent respectivement 50 cm et 1 m/s.

Toute possibilité de déplacement de piétons dans la zone inondable de rive droite est à exclure pour des crues de période de retour supérieure à 10 ans.

5.3.5.6. Bilan de la modélisation en situation actuelle

La modélisation de la situation actuelle (sans prise en compte d'éventuelles défaillances du système d'endiguement) nous a permis de faire ressortir les principaux points suivants :

- **La capacité globale du lit de la Biaysse avant que de premiers débordements n'apparaissent dans la plaine rive gauche entre l'amont immédiat du système d'endiguement et le pont de l'Eglise est proche du débit de pointe de la crue décennale** (soit 45 m³/s). Tout débit supplémentaire conduit, en l'état actuel du chenal, à l'apparition de débordements dans la plaine rive gauche et à une augmentation légère du débit **dans le lit de la Biaysse jusqu'à un débit plafonné à 72-75 m³/s à l'amont immédiat du système d'endiguement** (même en cas de crue importantes : Q₁₀₀, Q₂₀₀...). Tout excès de débit est déversé à l'amont dans la plaine rive gauche. **Ce débit de débordement rive gauche revient dans le lit de la Biaysse au niveau du dalot en face de la partie aval du camping.**
- **Les premiers « légers » débordements dans la zone protégée du système d'endiguement étudié apparaissent pour la crue décennale.** Ces débordements se produisent au niveau de points particulièrement bas du système d'endiguement : sur une partie amont du système d'endiguement (tronçon 1), et ponctuellement sur le tronçon 2 au niveau de la prise d'eau et sur les 30 ml à l'amont du pont du camping. **Les enjeux principaux (camping et HLL) ne sont pas touchés par ces légers débordements.**
- **Pour une crue cinquantennale, le débit maximum arrivant à l'amont immédiat du système d'endiguement est de 65 m³/s. Il est légèrement inférieur au débit maximum de sollicitation de l'extrême partie amont du système d'endiguement (72 m³/s) atteint pour des crues supérieures (Q₁₀₀, Q₂₀₀...).**
- **Les niveaux de sollicitation du système d'endiguement sont donc quasiment identiques (à 10 cm près) sur une grande majorité du linéaire (tronçons 1 à 4) pour les crues Q₅₀, Q₁₀₀ et Q₂₀₀.** Les différences de niveaux entre ces crues deviennent plus importantes une fois le retour des écoulements débordants de rive gauche dans le lit de la Biaysse (aval tronçon 5 et tronçon 6).
- **Le pont du camping et les digues amont ne permettent de faire transiter à l'aval (amont du tronçon 3) qu'un débit maximum de l'ordre de 55 m³/s, soit un débit compris entre le débit de pointe d'une crue décennale et vicennale.** Il s'agit du débit de sollicitation maximale de la digue en enrochement (au droit des HLL) et du merlon de grande dimension (partie amont du camping). **Pour un tel débit, la hauteur de sollicitation de ces ouvrages est très faible et les écoulements sont loin d'atteindre un niveau de débordement, quelle que soit la période de retour de la crue** (tronçons 3 et 4);
- **Quelle que soit la crue, aucun débordement n'a été mis en évidence au droit de la zone des HLL et sur la partie amont du camping ;**
- **A partir d'une crue Q₅₀, les HLL et une grande partie amont du camping se retrouvent isolés sans possibilité d'évacuation ni d'accès pour les secours ;**
- **La partie aval du camping est très exposée aux débordements.** La crue cinquantennale déborde sur la zone ne présentant aucun exhaussement de berge (tronçon 6 et partie aval du tronçon 5) et le petit merlon en tout venant est fortement sollicité (tronçon 5). **Les débordements interviennent principalement en raison d'une influence aval prononcée** (saturation du système hydraulique par un important rétrécissement du lit) mais également compte-tenu du retour des écoulements débordants de la plaine rive gauche.

5.3.6. PHENOMENES AGGRAVANTS

5.3.6.1. Flottants – risques d’embâcle

La présence d’une végétation arbustive et arborée très présente dans le lit mineur de la Biaysse sur l’ensemble du secteur modélisé, l’étroitesse du lit et la présence d’une pile au niveau du pont du camping font que **les risques d’embâcle au niveau de cet ouvrage sont aujourd’hui très présents, notamment à partir d’une crue cinquantennale.**



Fig. 62 : exemple : état du lit à proximité du hameau des Ribes

Les conséquences d’un tel scénario ont été évaluées pour une crue cinquantennale en situation actuelle mais en intégrant une configuration du pont du camping pratiquement totalement obstrué. Les résultats (vitesses et hauteurs) sont présentés en [annexe 16](#).

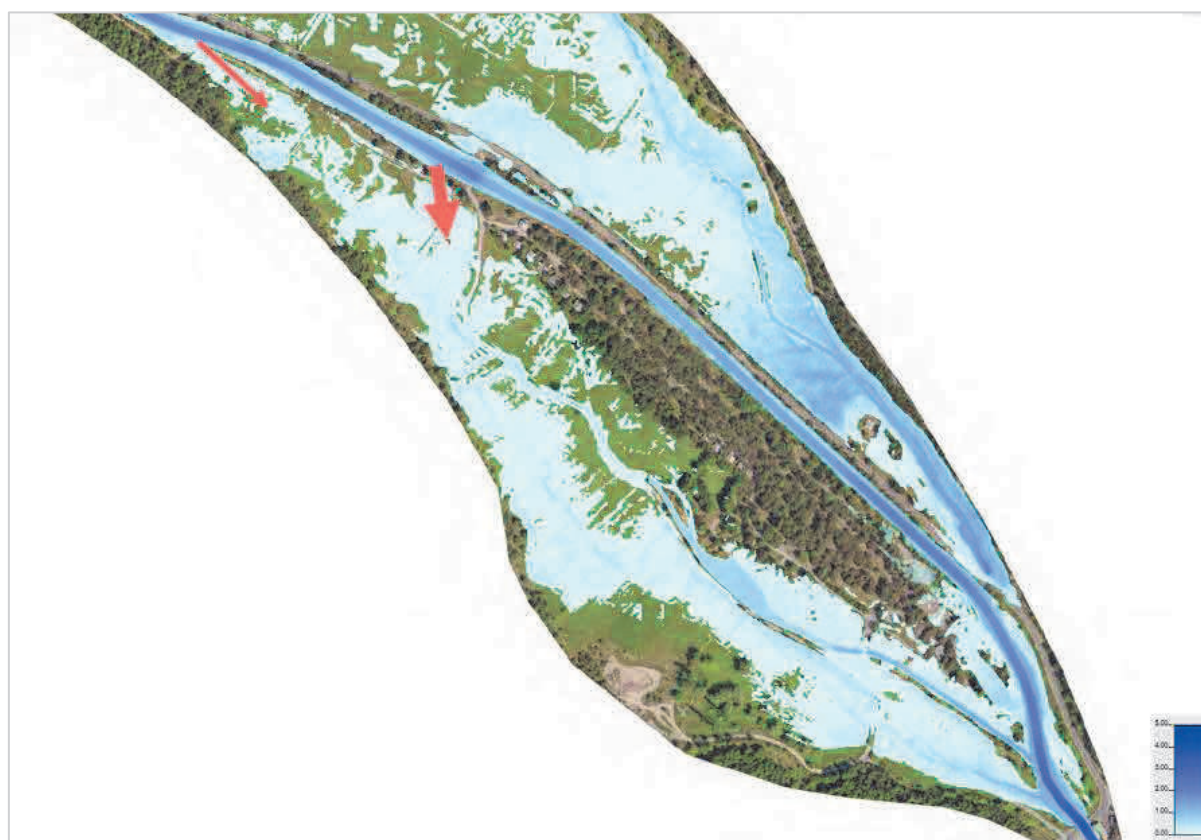


Fig. 63 : résultats de la simulation réalisée pour Q50 avec obstruction du pont – hauteurs maximales

Dans cette situation, le débit réussissant à transiter dans le lit à l’aval n’est plus que d’environ 20 m³/s (au niveau du tronçon 3). Des débordements interviennent sur les deux rives à l’amont du

pont avec des débordements prenant place essentiellement en rive gauche. Des débordements importants prennent place également en rive droite.

Les écoulements débordants arrivant dans la plaine rive droite en provenance de la partie amont du système d'endiguement passent alors de 7 m³/s (sans le pont obstrué) à 22 m³/s. L'obstruction du pont engendre donc un débordement supplémentaire de 15 m³/s en rive droite.

Ces écoulements débordants empruntent un parcours qui évite une bonne partie du camping et les HLL. Ces derniers sont tout de même très légèrement touchés.

A l'aval du plan d'eau et en bordure de celui-ci, des débordements un peu plus importants apparaissent, le chenal de vidange du plan d'eau étant largement insuffisant pour reprendre ces ordres de grandeurs de débits débordants.

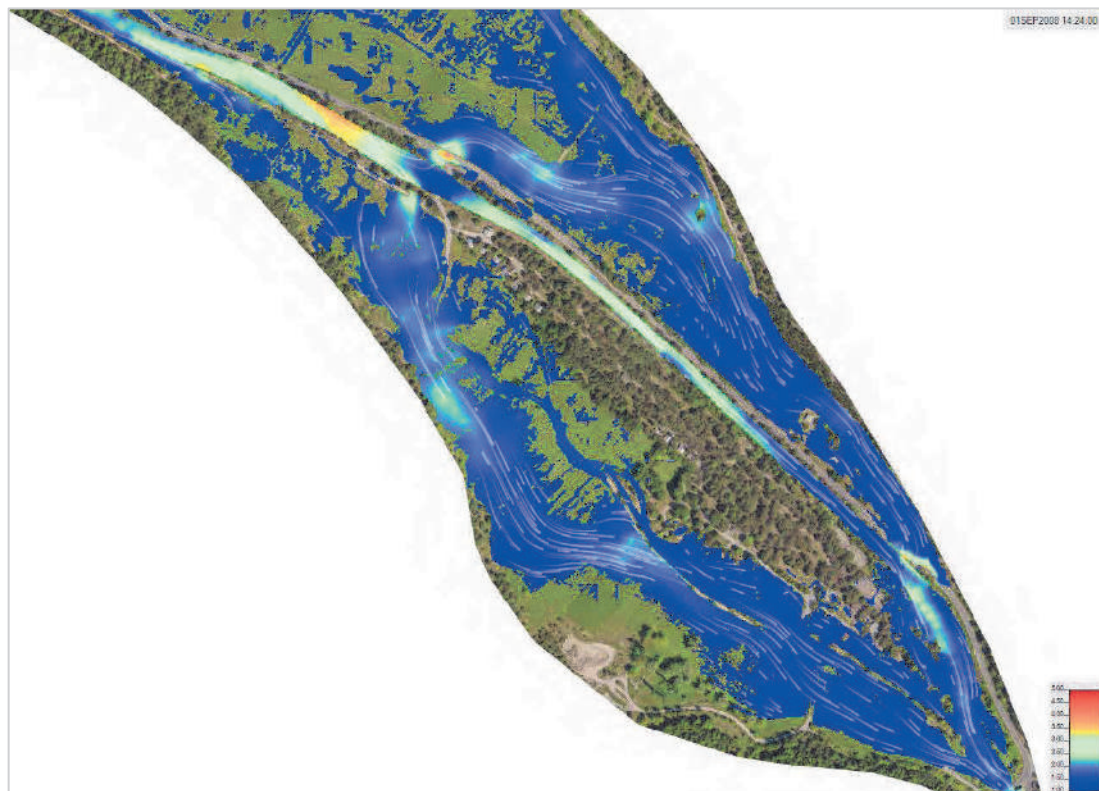


Fig. 64 : résultats de la simulation réalisée pour Q50 avec le pont obstrué par des flottants – vitesses maximales et lignes de courant

Les vitesses sont souvent très proches de 2 m/s dans la zone inondable et les hauteurs de l'ordre de 50 cm. Avec ce type d'écoulement, les champs et les remblais non protégés seront probablement soumis à des érosions intenses rendant l'analyse précédente particulièrement délicate puisque la topographie sera probablement remaniée.

5.3.6.2. Transport solide

L'analyse du profil en long général du torrent et l'analyse historique des crues (cf. suite de l'étude) ne permettent pas de mettre en évidence un risque d'augmentation du fond du lit par dépôt régulier ou en cas de crues faibles à moyennes.

Le dépôt de matériaux ne sera sans doute pas nul, mais la plupart des dépôts volumineux se produiront bien en amont de la zone protégée étudiée. L'apparition de premiers débordements pourraient engendrer une diminution importante de la capacité de transport et donc l'apparition de dépôts conséquents dans le lit. Or, comme nous l'avons vu, les principaux débordements interviendront bien en amont du système d'endiguement étudié.

Le terme d' « engravement de la plaine » a été utilisé lors de la description de la crue « du siècle » de 1928. Mais l'état très dégradé du bassin versant à cette époque et l'absence de digues étaient probablement synonymes de possibilité de divagation et donc d'occupation d'espace favorisant le dépôt de matériaux.

Aujourd'hui le bassin versant s'est fortement végétalisé et le secteur des Allouviers est endigué. Le fonctionnement sédimentaire de ce secteur en période normale et en crue a été profondément remanié. Le tronçon étudié est un tronçon endigué pour lequel la tendance admise sur ce type de faciès est plutôt au transit ou à l'affouillement ponctuel qu'au dépôt de matériaux.

Les crues qui se sont produites depuis que le système d'endiguement est en place (environ 40 ans) n'ont pas engendré de dépôts conséquents de matériaux et semblent attester la thèse du transit sédimentaire.

Enfin, l'exhaussement du lit mineur depuis l'aval par rétention des sédiments au barrage EDF de Pallon est peu probable. En effet, le plan de gestion du barrage EDF prévoit une purge annuelle des sédiments.

A partir de ces éléments, en l'état actuel du bassin versant, et compte tenu des limitations de débit arrivant à l'amont immédiat du système d'endiguement (débit max de 75 m³/s correspondant à un débit légèrement supérieur au débit de pointe d'une crue vicennale), le transport solide ne représente pas un facteur suffisamment aggravant pour remettre en cause les calculs précédents.

5.3.6.3. Problème éventuel avec la prise d'eau EDF de Pallon

Un facteur aggravant probable serait que la prise d'eau EDF de Pallon se bloque dans sa configuration de régulation entre 1127,00 m NGF et 1127,29 m NGF. Les simulations ont été réalisées pour les crues Q_{10} , Q_{50} , Q_{100} et Q_{200} . Les emprises et hauteurs de débordements pour ces différentes crues sont présentées en [annexe 17](#).

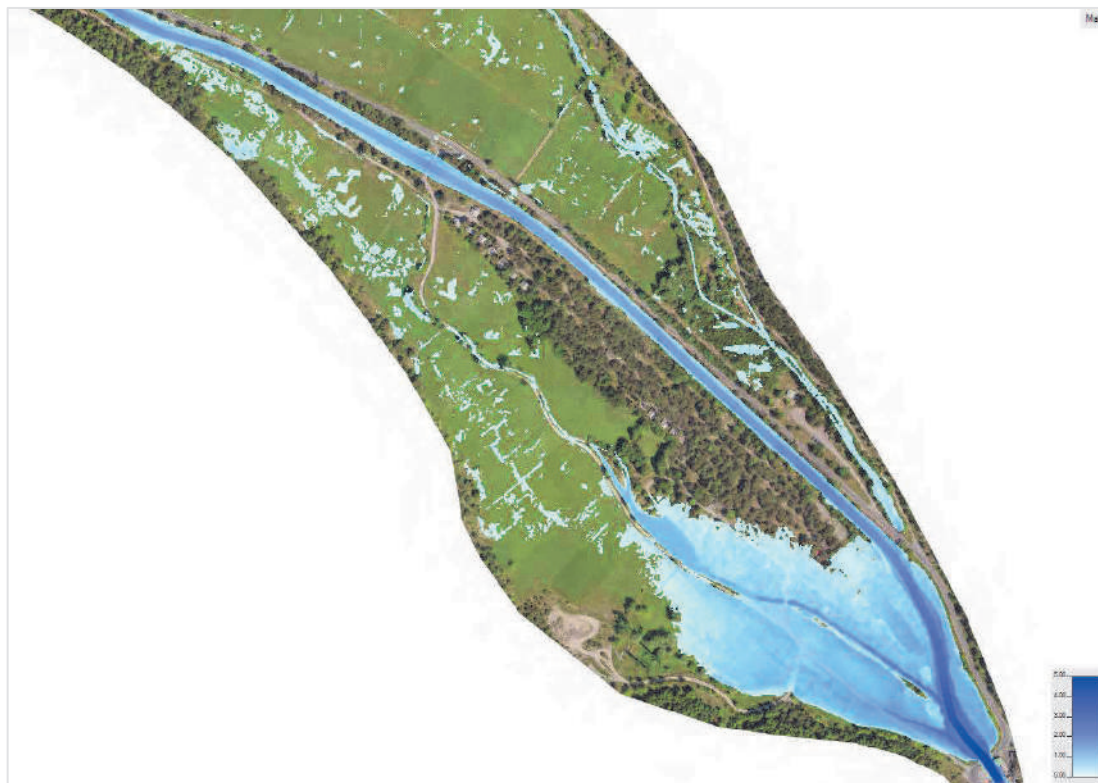


Fig. 65 : résultats de la simulation réalisée pour une crue décennale en configuration « vannes bloquées » de la prise d'eau EDF de Pallon – hauteurs d'eau maximales

Il s'avère que ce scénario de blocage des vannes - bien que très peu probable - serait très pénalisant en période de crue.

Pour la crue décennale notamment, alors qu'aucun débordement n'avait été repéré en configuration de base, la vanne bloquée provoque des débordements importants par influence aval sur une grande partie aval de la plaine des Allouviers. C'est le cas au niveau du camping où les hauteurs d'eau atteindraient près d'1 m à certains endroits et les vitesses 1 m/s (extrême partie aval notamment).

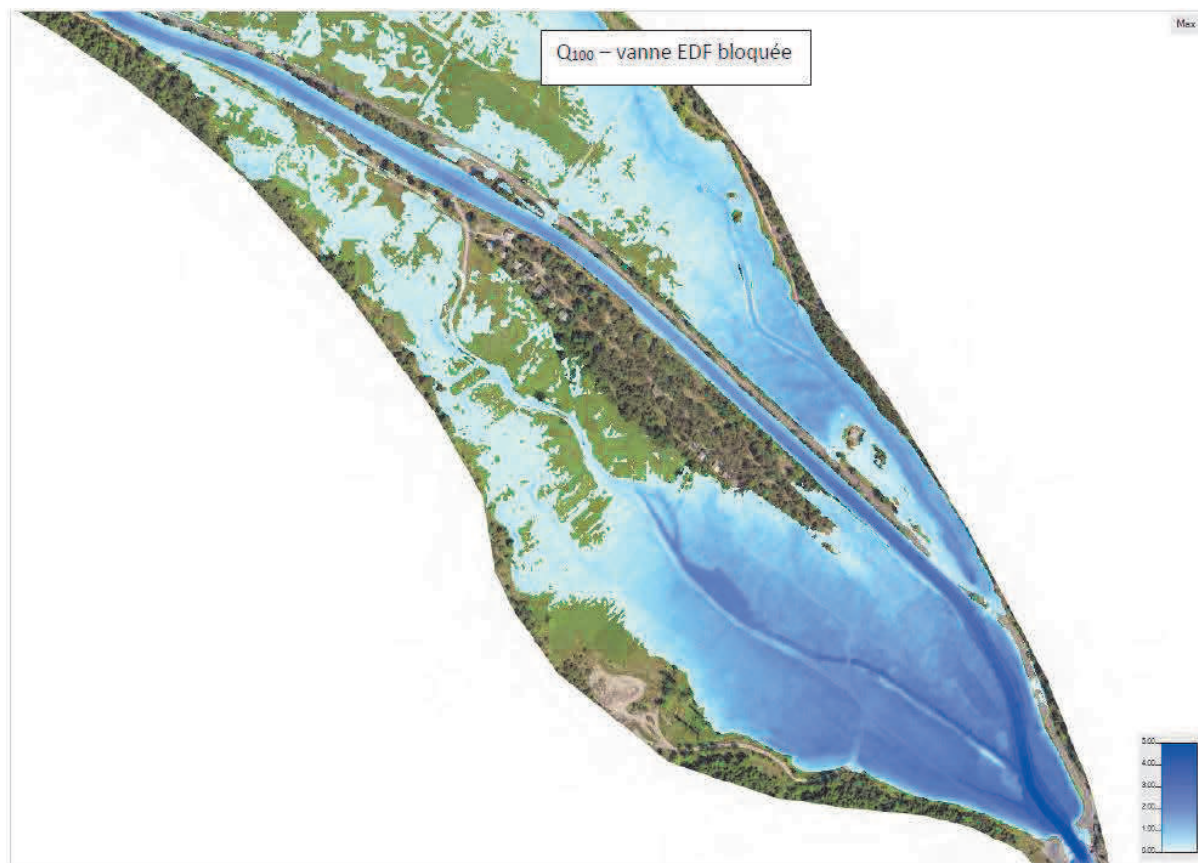


Fig. 66 : résultats de la simulation réalisée pour une crue centennale en configuration « vannes bloquées » de la prise d'eau EDF de Pallon – hauteurs d'eau maximales

Pour les crues de période de retour supérieures, la situation s'aggrave proportionnellement avec une emprise de débordement touchant près de 50 % de la surface du camping pour les crues les plus rares.

Nous verrons par la suite que **ce scénario aggravant pour la crue décennale correspondant au « scénario 2 »** cité dans l'arrêté d'avril 2017 comme cas à étudier dans toute EDD. Ce scénario est représentatif d'une défaillance fonctionnelle du système d'endiguement liée à la défaillance d'un dispositif de régulation des écoulements hydrauliques.

6. RETOUR D'EXPERIENCE CONCERNANT LA ZONE PROTEGEE ET LE SYSTEME D'ENDIGUEMENT

6.1. DESCRIPTION DES INCIDENTS ET ACCIDENTS SURVENUS SUR L'OUVRAGE

L'historique des crues et la description de leurs conséquences sont synthétisés dans le tableau en annexe 11.

Il s'avère que depuis que le système d'endiguement étudié en rive droite a été construit, aucun indicent n'a été relevé : pas de débordements dans la zone protégée ni de brèches notamment.

La recherche historique mentionne bien une rupture de la digue rive droite au niveau des Allouviers en 1927 mais à cette date aucune protection n'était visible. Il s'agissait probablement d'une protection de berge pour les cultures qui était située à un endroit différent du système d'endiguement actuel (le lit de la Biaysse était beaucoup plus large à cette époque).

Les crues importantes sont antérieures à la construction des digues rive droite. En 1948 notamment, la digue rive gauche (toute récente) a semble-t-il été « endommagée » sur 60 m.

6.2. IDENTIFICATION ET CARACTERISATION DES POTENTIELS DE DANGERS

Les phénomènes de rupture de digue sont potentiellement dangereux dans le sens où ils sont susceptibles d'aggraver le phénomène naturel par rapport à ce qu'il aurait été en l'absence de protection : libération d'un sur-volume d'écoulements torrentiels accumulés à l'intérieur du lit endigué avant l'ouverture de la brèche, accélération des vitesses initiales des écoulements libérés, reprise de matériaux du corps de digue et/ou de sa fondation.

S'il n'y a pas de rupture de digue, aucun sur-aléa significatif n'est engendré et il n'y a défaillance du système de protection que si la crue torrentielle à l'origine de la surverse est d'intensité inférieure à la crue de projet de protection.

Nous synthétisons ci-dessous les principaux mécanismes amenant à une rupture de digue (synthèse et adaptation de Norbert SA et Mériaux et al.).

6.2.1. RUPTURE D'UNE PARTIE DE LA DIGUE PAR EROSION INTERNE (RENARD HYDRAULIQUE)

L'hétérogénéité de la digue peut être la cause de cheminements préférentiels de l'eau à l'intérieur de celle-ci.

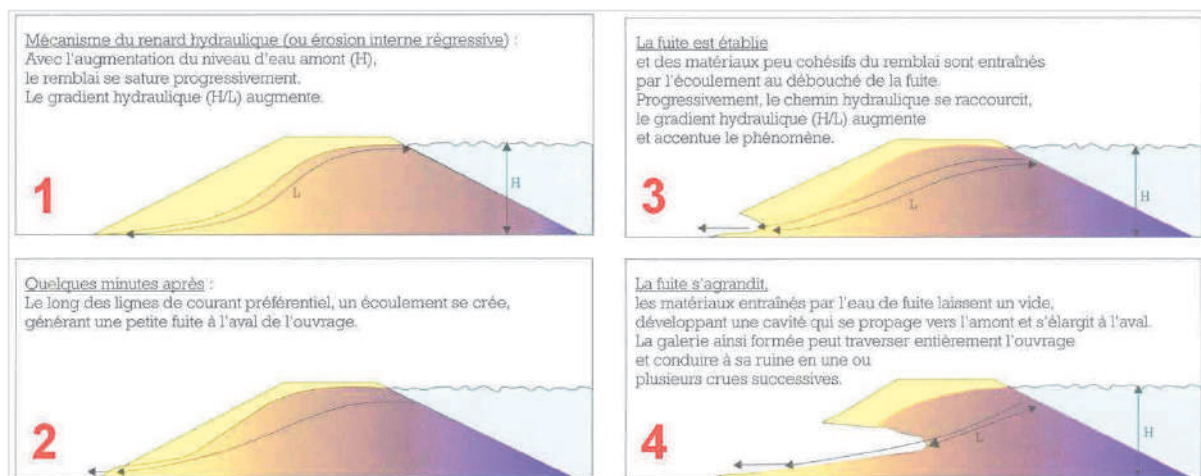


Fig. 67 : schématisation du mécanisme de rupture par érosion interne (Mériaux et al, 2001)

Dans certains cas, le gradient hydraulique provoqué (qui dépend notamment de la nature des matériaux ainsi que de la charge hydraulique) peut conduire à l'érosion interne de la digue. Cette érosion crée des conduits le long desquels le gradient hydraulique et la vitesse de l'eau augmentent rapidement. De véritables galeries peuvent ainsi être créées, qui peuvent former une brèche dans la digue lorsqu'elles s'effondrent.

Plusieurs facteurs peuvent favoriser la rupture par érosion interne, parmi lesquels :

- La présence d'excavations préexistantes dans la digue, au rang desquelles il faut citer les terriers d'animaux ou les conduits racinaires des arbres morts.
- L'hétérogénéité de l'ouvrage.

6.2.2. RUPTURE D'UNE PARTIE DE LA DIGUE PAR EROSION EXTERNE ET AFFOUILLEMENT

Le parement amont des digues peut subir les effets des courants qui en érodent progressivement le pied, raidissant ainsi la pente locale et diminuant les caractéristiques mécaniques de la digue (principalement du fait de la saturation en eau des matériaux). Les glissements qui en résultent provoquent localement la formation de concavités, qui favorisent à leur tour les tourbillons et les érosions, accélérant ainsi la déstabilisation de la digue.

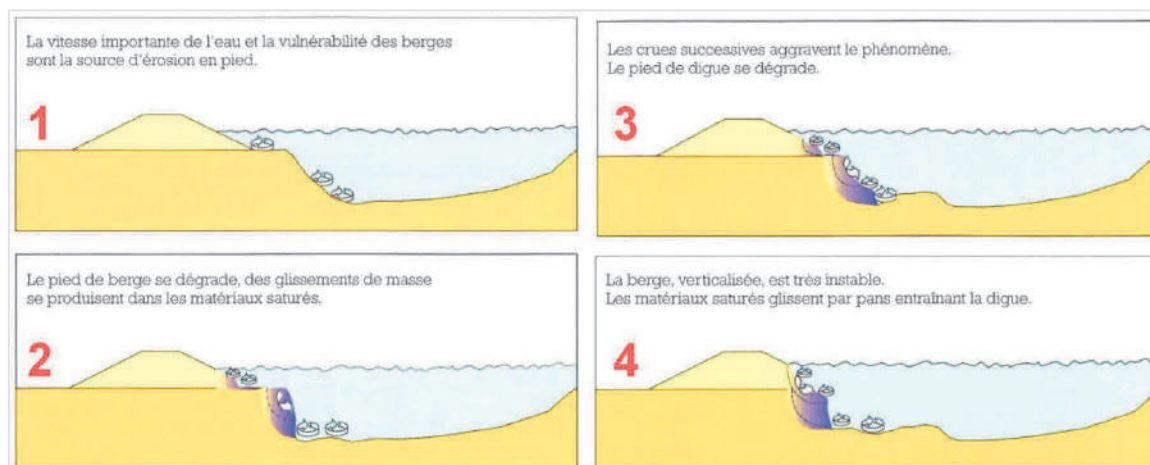


Fig. 68 : schématisation du mécanisme de rupture par érosion affouillement (Mériaux et al, 2001)

Plusieurs facteurs peuvent favoriser la rupture par affouillement :

- La vitesse moyenne de l'eau. Ainsi une digue située dans un rétrécissement du cours d'eau ou à l'extérieur d'un virage formé par celui-ci sera d'avantage exposée.
- La présence d'éléments susceptibles de créer des tourbillons locaux, par exemple des arbres ou des gros blocs.
- Les caractéristiques mécaniques du parement de la digue côté torrent.

6.2.3. RUPTURE D'UNE PARTIE DE LA DIGUE PAR SURVERSE

On parle de surverse lorsque l'eau déborde par-dessus la digue.

La séquence de rupture débute par l'érosion du pied du parement aval de la digue sous l'effet du courant, puis à partir de ce point de l'érosion régressive de la totalité du parement, en principe sous la forme de glissements de matériaux saturés dont le volume est croissant. La création d'une brèche provoque ensuite rapidement l'accélération du courant et la création d'une importante fosse à partir de laquelle la digue est érodée.

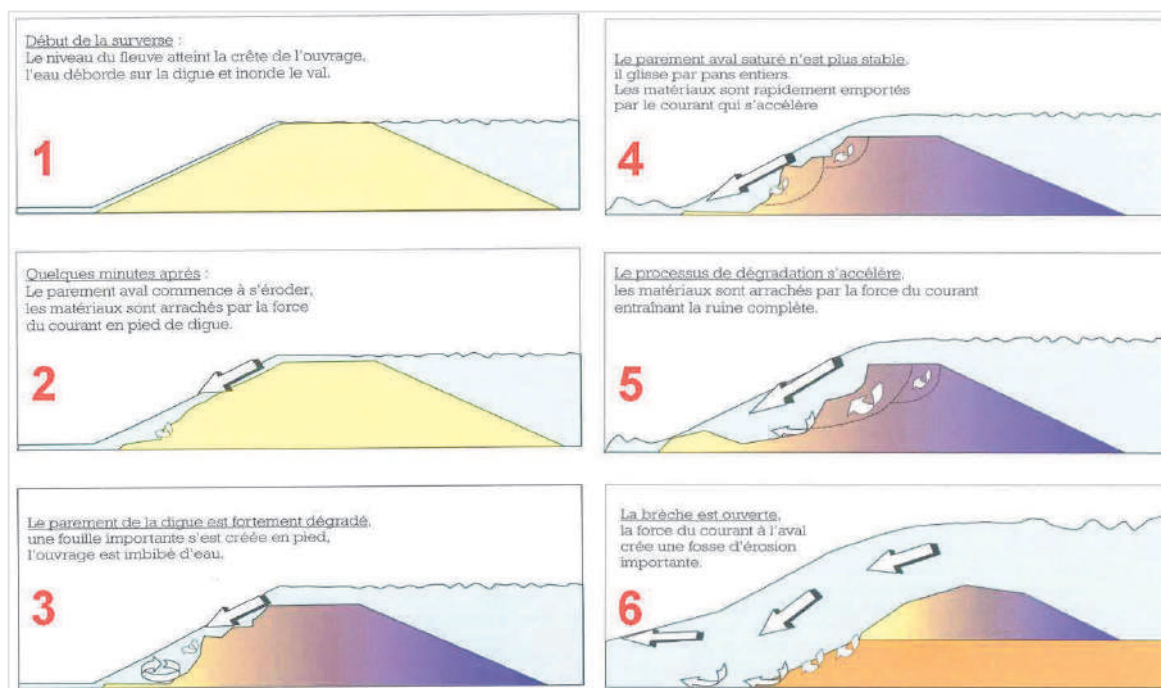


Fig. 69 : schématisation du mécanisme de rupture par surverse (Mériaux et al, 2001)

La littérature est avare en informations relatives à la hauteur d'eau et au temps nécessaires pour déclencher une surverse, de sorte que le principe de précaution conduit en général à considérer que les digues en terrain meuble ne supportent pas la surverse. Néanmoins, on admet généralement que la résistance à la surverse diminue si :

- Les matériaux sont peu compacts (sable, ...), ou si la digue présente d'importants contrastes de compacité ;
- Si le profil en long de la crête du barrage montre d'importantes irrégularités susceptibles de concentrer les débits en cas de surverse.

6.2.4. RUPTURE D'ENSEMBLE

La rupture totale est plutôt rare pour les digues artificielles. Cette rupture peut être initiée soit à partir du parement amont, soit depuis le parement aval.

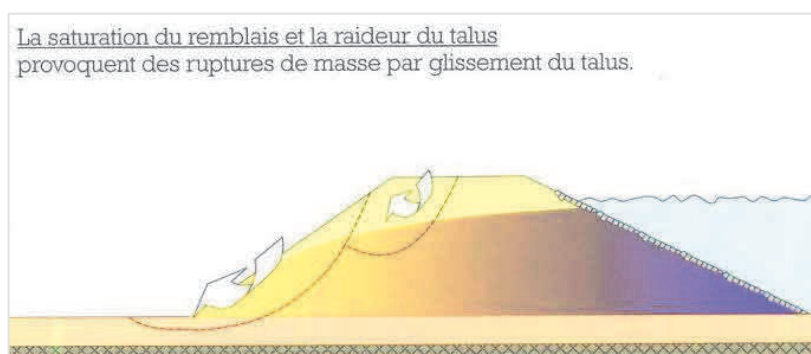


Fig. 70 : schématisation du mécanisme de rupture d'ensemble par l'aval (Mériaux et al, 2001)

Les cas de rupture d'ensemble à partir du parement aval sont liés à la charge hydraulique à l'intérieure de la digue. Ils sont favorisés par les facteurs suivants :

- Lorsque le profil de la digue est étroit et que ses parements sont raides.
- Lorsque l'hétérogénéité de la digue favorise une piézométrie élevée.

- Lorsque les caractéristiques des matériaux constituant la digue sont mauvaises (faible compacité, présence de niveaux argileux sous-consolidés, ...).

Le cas de rupture d'ensemble à partir du parement amont est en général lié à une décrue rapide. Si lorsque le niveau de l'eau à l'arrière de la digue est élevé, celle-ci est saturée en eau, d'importantes sous-pressions peuvent se développer lors de la baisse rapide du plan d'eau. Le parement n'est alors plus stabilisé par la pression de l'eau et les terrains saturés se mettent à glisser.

6.3. POTENTIELS DE DANGERS SUPPLEMENTAIRES

Comme nous l'avons vu dans l'étude des aléas et l'analyse fonctionnelle, les potentiels de dangers supplémentaires pour le système d'endiguement étudié sont les suivants :

- Présence de corps flottants et risque d'embâcle (compte-tenu de la grande végétalisation du lit au niveau et à l'amont du système d'endiguement étudié),
- Un dysfonctionnement d'un ouvrage de régulation du cours d'eau : en l'occurrence la vanne EDF qui resterait bloquée en position fermée,
- Le transport solide : l'étude du profil en long et l'analyse morphologique ont montré que le risque de dépôt était faible sur le secteur endigué.

6.4. EXEMPLES CONNUS D'INCIDENTS ET D'ACCIDENTS SURVENUS SUR DES OUVRAGES DE MEME TYPE

6.4.1. REMARQUES GENERALES SUR LES DISPOSITIFS DE PROTECTION TORRENTIELLE

Il n'existe pas, à notre connaissance, de données statistiques nationales sur les défaillances qui ont affectés les dispositifs d'endiguement spécifiquement torrentiel.

Les recherches historiques que nous avons pu mener lors de diagnostics de digue et l'observation du fonctionnement d'ouvrages de protection en période de crue (digues, mais aussi protections de berge) confirment que **les ruptures restent plutôt rares** (principalement lors des événements extrêmes 1856, 1957, ...) **et trouvent souvent leur origine suite à des érosions externes et à des phénomènes d'affouillement ou de sous-cavage des parements** (apparition de deux brèches sur l'endiguement du Fournel en 1928).

Les évolutions morphologiques du lit sont également très importantes :

- Une incision du lit peut provoquer une déstabilisation d'un parement appareillé ou rigide;
- L'engravement complet ou partiel de la section d'écoulement, peut provoquer le débordement et la divagation du torrent en dehors de son lit ordinaire.

En divagant, l'orientation des écoulements peut être modifiée et venir impacter perpendiculairement le parement de digue ; les contraintes sur la structure sont alors beaucoup plus fortes avec possibilité d'apparition d'une fosse en pied à l'aval immédiat.

L'arrêt intempestif de flottants ou la présence d'un point dur sur la rive opposée (affleurements rocheux, voire simplement l'existence d'un bosquet d'arbres suffisamment résistants – influence probable dans la rupture de la digue à la Faurie en 2002 en bordure du Buëch) peut engendrer les mêmes conséquences en déviant les écoulements en direction de la digue.

Les débordements par surverse se produisent plutôt sur les cônes de déjection et dans les zones de confluence, suite à l'engravement total du lit par des matériaux excepté en cas de sous

dimensionnement important des crêtes de digue sans transport solide important. Dans ce cas, des débordements peuvent avoir lieu dans le chenal d'écoulement et les risques de rupture d'ouvrage sont importants.

La déstabilisation massive du talus coté terre en crue et/ou du talus coté torrent à la décrue semble bien plus marginale ; nous n'avons retrouvé aucun exemple de défaillance de ce type sur des digues torrentielles (à notre connaissance).

Nous ne connaissons enfin aucun cas de rupture de digues torrentielles par érosion interne. Il est vrai qu'après l'apparition d'une brèche, il est parfois difficile d'en déterminer la ou les cause(s) exacte(s) qui ont initié l'apparition du désordre. Mais l'observation des ouvrages de protection durant de nombreuses crues tend à privilégier l'hypothèse précédemment émise de rupture par érosions externes et/ou phénomènes d'affouillement. Les risques d'érosion interne sont d'autant plus importants que la crue est longue et la hauteur d'eau canalisée importante.

En conclusion, **les ruptures de digue par érosion externe et/ou affouillement paraissent prépondérantes dans un contexte torrentiel. Des débordements par surverse engendrant une rupture d'ouvrage peuvent également se produire en cas de sous dimensionnement important des crêtes de digues.**

A noter toutefois que dans ce dernier cas, la rupture de digue est assez rare, notamment si les apports en matériaux sont massifs (tendance au remblaiement de toute la zone) et ce d'autant plus que les digues torrentielles sont en général relativement basses.

6.4.2. APPLICATION AU CAS DU SYSTEME D'ENDIGUEMENT DES ALLOUVIERS

Les digues en place sont composées principalement de 3 types :

- Digue en gabions métalliques (amont pont du camping, tronçons 1 et 2).
- Digue en remblais protégée côté torrent par des enrochements secs (tronçon 3).
- Digue en remblais (ou tout-venant) sans protection (tronçons 4 et 5).

Les digues en gabions métalliques sont des ouvrages poids relativement souples (ils possèdent une certaine liberté de mouvement) et potentiellement assez poreux.



Fig. 71 : exemple de rupture de gabion par érosion puis basculement en pied d'ouvrage (digue de l'Ubaye à Barcelonnette, ONF-RTM04)

D'après notre retour d'expérience, la rupture de ces ouvrages est habituellement constatée des suites, par ordre d'occurrence croissante :

- D'une corrosion trop importante des fils métalliques galvanisés constituant l'enveloppe du gabion engendrant une rupture des fils et une perte de matériaux par ouverture de

l'enveloppe. Ce phénomène se rencontre notamment en cas de marnage important du cours d'eau.

- D'une rupture localisée des fils métalliques suite à une érosion externe (mauvaise résistance aux chocs et aux phénomènes abrasifs : flottants et transport solide notamment).
- D'une rupture localisée des fils métalliques suite à un phénomène d'affouillement et à un basculement trop important de l'ouvrage (l'élasticité de l'ouvrage ayant ses limites).



Fig. 72 : exemple de rupture de gabions érosion puis par basculement (digue de la Durance à la Roche de Rame, ONF-RTM05)

Nous n'avons observé aucun cas de rupture de digue en gabion par surverse en contexte torrentiel. Ces ouvrages sont également très peu sensibles aux risques d'érosion interne.

Plus l'ouvrage sera positionné de manière reculée par rapport aux écoulements mineur et moyen du cours d'eau, plus son niveau de résistance sera important. Cet ouvrage sera, en effet, moins impacté par le transport solide, les flottants et l'éventuelle évolution du niveau du lit.

Une digue en gabions recouverte côté torrent et côté val par des matériaux de crue sera logiquement - toutes choses égales par ailleurs - plus protégée qu'une digue située directement en bordure du cours d'eau sans matériaux de protections.

Les digues en remblais, protégées ou non côté torrent, sont particulièrement sensibles aux phénomènes d'érosion externe et notamment au risque d'affouillement : c'est sans conteste le processus majoritaire de rupture des digues torrentielles.



Fig. 73 : exemple de rupture d'une digue en remblai par érosion externe (digue du torrent de Réallon, ONF-RTM05)

La résistance de ces ouvrages dépend bien entendu de plusieurs facteurs :

- des règles de mise en œuvre (compactage, bon dimensionnement : ce qui est rarement le cas pour les digues torrentielles avec des matériaux pris sur place et non compactés),
- des dimensions de l'ouvrage (une digue large et basse résistera mieux qu'une digue haute avec des pentes fortes de talus),
- de la présence ou non, d'un sabot para fouille ou/et d'une protection côté torrent (enrochements, parements rigides...).

Assez peu de cas de rupture par surverse ont été détectés en contexte torrentiel. Pour les rivières torrentielles et les rivières, ces risques sont cependant importants en cas d'absence :

- de dépôts de matériaux susceptibles de protéger le corps de digue,
- de protections de la crête et du talus côté val,
- de déversoirs de crue.

6.5. SCENARIOS DE DEFAILLANCE LES PLUS PROBABLES

L'étude accidentologique a permis de mettre en évidence que les risques de défaillance par érosion interne ou rupture d'ensemble étaient des scénarios de défaillance peu probables pour le système d'endiguement étudié ;

Les risques de création de brèche par érosion externe (avant surverse) ou par surverse semblent être, à ce stade de l'étude, les scénarios de défaillance les plus probables en cas de sollicitation trop importante du système d'endiguement étudié.

Pour la digue en gabion située à l'amont du pont du camping (tronçon 2 principalement), compte-tenu de la taille modeste de cet ouvrage, les défaillances potentielles ne devraient engendrer qu'un très faible sur-aléa (par rapport à une situation sans digue). C'est le cas également au niveau du tronçon 5 pour la surélévation en tout venant de faible dimension sur la partie aval du camping.

En cas de sollicitation importante des tronçons de digue 3 et 4, compte-tenu de leurs dimensions beaucoup plus importantes, la rupture à pleine charge - même ponctuelle - est par contre susceptible d'engendrer un sur-aléa conséquent. L'étude fonctionnelle a cependant montré que ces tronçons étaient peu sollicités quelle que soit la crue.

Le diagnostic approfondi du système d'endiguement permettra de préciser et de localiser les scénarios de défaillance les plus probables ainsi que le processus et les conséquences de ceux-ci.

7. DIAGNOSTIC APPROFONDI ET TENUE DES OUVRAGES

De nombreux éléments composant un diagnostic approfondi ont d'ores et déjà été abordés dans le cadre de cette EDD. C'est le cas notamment des parties administratives, de la description des ouvrages, de l'analyse historique des crues et de la construction des ouvrages ainsi que l'analyse des aléas. Ce chapitre se concentre donc sur la méthodologie et les résultats de l'inspection visuelle et sur l'évaluation des niveaux de résistance.

7.1. INSPECTION VISUELLE

7.1.1. METHODOLOGIE DE L'INSPECTION

Pour l'inspection visuelle, nous avons suivi la méthodologie établie par le CEMAGREF (aujourd'hui IRSTEA) dans le Guide pratique à l'usage des propriétaires et des gestionnaires – Surveillance, entretien et diagnostic des digues de protection contre les inondations (P. Mériaux, P. Royet et C. Folton – Cemagref Editions – 2001).

Une fiche d'inspection a été établie, afin de restituer les informations collectées sur le terrain.

La méthodologie du CEMAGREF prévoit une description conventionnelle de la digue en 4 parties, selon le schéma ci-dessous, à savoir :

- la berge du cours d'eau;
- le talus et le pied de berge côté rivière;
- la crête;
- le talus et le pied de berge côté terre.

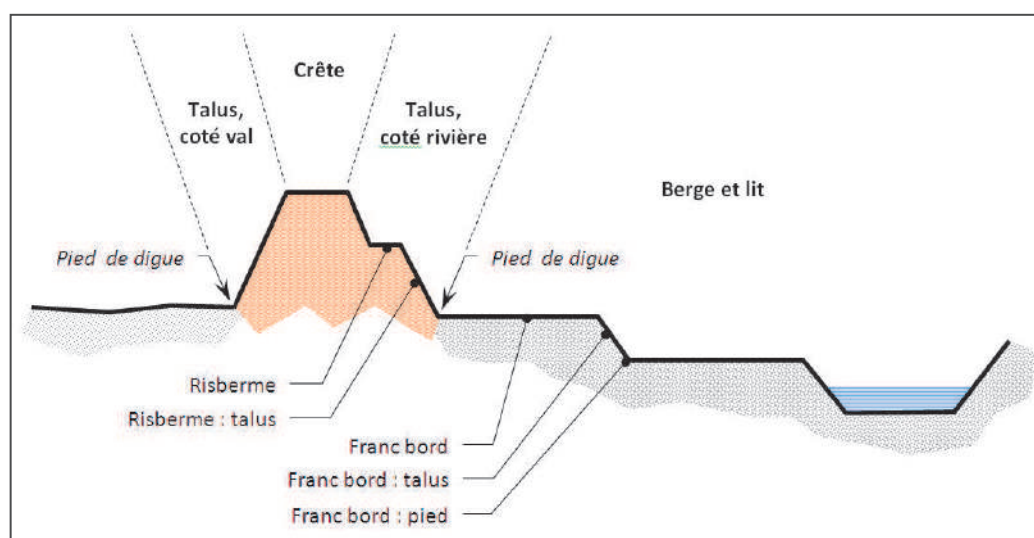


Fig. 74 : coupe type d'une digue

Dans notre cas, nous avons regroupé la description des deux premières parties, à savoir la berge du cours d'eau et le talus et le pied de berge côté rivière.

En effet, le lit vif de la Biaysse est quasi systématiquement en contact direct avec la berge. La distinction d'un franc-bord nous paraissait superflue dans ce contexte, en sachant que l'existence éventuelle de dépôt de matériaux (banc d'alluvions) qui éloignerait localement le lit de la berge côté rivière est précisée au besoin sur chaque fiche.

7.1.2. DECOUPAGE EN TRONÇONS

Le découpage en tronçon a d'ores et déjà été présenté précédemment dans l'EDD (représentation des tronçons en [annexe 1](#)). Il a été réalisé en fonction du type d'ouvrage de protection rencontré.

Le système d'endiguement étudié a été découpé en 6 tronçons numérotés de l'amont vers l'aval en partant de l'amont de la protection en gabions en rive droite (PM=0) jusqu'à l'amont immédiat du pont de Pallon. Les caractéristiques de ces tronçons sont récapitulées dans le tableau suivant.

N° tronçon	Désignation	Début	Fin	Longueur
1	Protection amont en gabion	PM 0	PM 89	89 ml
2	Digue en gabion	PM 89	PM 331	242 ml
3	Digue en remblai protégé par des enrochements secs	PM 331	PM 534	203 ml
4	Digue en remblai non protégée côté torrent	PM 534	PM 669	135 ml
5	Merlon de surélévation en tout venant	PM 669	PM 954	285 ml
6	Berge simple sans protection et sans rehausse	PM 954	PM 1181	227 ml

Pour chaque tronçon, des fiches descriptives ont été créées. Elles sont reportées en [annexe 18](#).

7.1.3. PRESENTATION DE LA FICHE D'INSPECTION

La fiche comprend une première partie **d'informations générales** :

- Informations générales sur le dispositif : identifiant de la digue, localisation, lieu-dit cadastral, rive concernée (ici Rive Droite), propriétaire, gestionnaire;
- Informations générales sur l'inspection : date des visites, opérateurs, longueur inspectée, nombre de tronçons.

Ces informations sont communes à toutes les fiches d'inspection.

Puis viennent les informations relatives au **tronçon** inspecté :

- Numéro de tronçon,
- Identifiant du tronçon composé de l'identifiant de la digue suivi de « Tr » et du numéro du tronçon concerné,
- Repérage général qui permet de localiser l'emplacement approximatif du tronçon à partir de point(s) de repère extérieur(s) facilement observables (pont, seuil, bâtiment, ...),
- Repérage précis du tronçon à partir des points métriques aval (PM début) et amont (PM fin), longueur du tronçon (différence des PM),
- Description des caractéristiques structurelles (type de structure, matériaux, présence route ou chemin) et dimensionnelles (hauteur, largeur, pente parement, ...), avec si besoin une description complémentaire sur la ligne suivante qui permet d'apporter des précisions utiles sur l'ouvrage,
- Avis global sur chaque tronçon de digue en distinguant **l'état structurel, la stabilité apparente, l'aptitude fonctionnelle et la nécessité d'intervention**, avec la possibilité d'apporter à chaque item des commentaires.

La liste des appréciations possibles (graduées de 0 à 4) concernant ces différents items, ainsi que leurs codes couleur respectifs est donnée ci-dessous :

Etat structurel	
0_très bon état	Pas de désordres
1_état satisfaisant	Désordres superficiels sans gravité - Tronçon à surveiller lors des visites de routine
2_état moyen	Désordres de gravité modérée - Tronçon à surveiller particulièrement en post crue
3_mauvais état	Désordres structurels sur parties stratégiques - Tronçon à surveiller particulièrement en crue
4_tronçon non fonctionnel	Désordres structurels majeurs rendant la digue actuellement non fonctionnelle
NA_non appréciable	
Stabilité apparente	
0_stabilité optimale	Pas de désordres
1_instabilités mineures	Instabilités rares, hors parties stratégiques
2_instabilités modérées	Instabilités modérées ou sur parties secondaires
3_parties stratégiques instables	Instabilités sur parties stratégiques
4_parties stratégiques renversées	Parties stratégiques renversées ou disparues
NA_non appréciable	
Aptitude fonctionnelle	
0_aptitude optimale	Pas de désordres
1_aptitude satisfaisante	Désordres sans gravité - Tronçon à surveiller lors des visites de routine
2_aptitude moyenne	Désordres d'intensité moyenne - Tronçon à surveiller particulièrement en post crue
3_aptitude insuffisante	Désordres remettant en cause l'aptitude fonctionnelle - Tronçon à surveiller particulièrement en crue
4_tronçon non fonctionnel	Désordre majeur rendant la digue actuellement non fonctionnelle
NA_non appréciable	
Nécessité d'intervention	
0_pas d'intervention	Pas d'intervention
1_à moyen terme, préventif	Intervention conseillée, pour éviter aggravation
2_moyen terme, curatif	Intervention conseillée, pour réparer
3_à court terme, préventif	Intervention urgente pour éviter aggravation
4_à court terme, curatif	Intervention urgente pour réparer

Suit le relevé des **désordres** observés, sous forme de tableau à plusieurs colonnes :

- une description des désordres selon la partie de la digue et l'élément d'ouvrage principalement touché, leur position et leur nature

Comme indiqué précédemment, l'inspection de la digue est divisée en trois parties : **le talus de digue côté torrent ; la crête ; le talus de digue côté terre** auxquelles on a rajouté l'ouvrage associé.

- la désignation générique du désordre principal (décollement, fissures, déstructuration, altération de surface, ...),
- l'intensité (ou l'étendue) ou le nombre de désordres observés. L'intensité (ou l'étendue) du désordre est repérée de façon symbolique par un chiffre et un code couleur associé :
 - ✓ **4** : désordre très prononcé et/ou omniprésent, concerne toute la surface ou toute la pièce.
 - ✓ **3** : désordre très prononcé et répandu, plusieurs fois présent
 - ✓ **2** : désordre prononcé, assez fréquent, quelques unités
 - ✓ **1** : désordre peu prononcé et/ou rare
 - ✓ **0** : pas significatif
- Un indice de gravité.

Pour chaque désordre, un indice de gravité est affecté à ce dernier selon une échelle de 0 à 4 avec un code couleur correspondant.

Un indice bleu intitulé "NA" peut parfois être employé lorsqu'on suspecte un désordre, mais son diagnostic est rendu impossible à cause d'un élément masquant (végétation, matériaux, lame d'eau, ...).

Le tableau ci-dessous indique la gradation des différents niveaux :

Indice de gravité	
Pas de désordre observé, mais constat de l'état qui mérite d'être signalé.	0 (pas de désordre)
Désordre mineur et sans gravité ne nécessitant, pour l'instant, aucune intervention - Evolution à surveiller lors des visites de routine.	1 (mineur)
Désordre d'intensité moyenne qui nécessite une intervention à moyen terme, voire à court terme selon son évolution - Evolution à surveiller particulièrement en post-crue.	2 (moyen)
Désordre de grande ampleur et/ou affectant une pièce stratégique dont la détérioration pourrait remettre en cause la stabilité ou l'aptitude fonctionnelle de l'ouvrage - Evolution à surveiller particulièrement durant la crue.	3 (grave)
Désordre majeur rendant la digue actuellement non fonctionnelle	4 (très grave)
Suspicion de désordre, mais intensité du désordre " non appréciable " (éléments masquant).	NA (non appréciable)

Ainsi une altération de surface très étendue (4 ou 3) pourra présenter un indice de gravité de 1 (voire 2), alors qu'un affouillement, même très localisé pourra être classé en niveau 3.

De même, une dégradation en pied de mur n'aura pas forcément le même indice de gravité que si cette dégradation atteint le haut du mur (toute chose étant égale par ailleurs).

Des photographies de détail permettent de mieux visualiser et de localiser les principaux désordres, sur les légendes, les codes couleur des indices de gravité sont reportés.

Enfin, est décrit également l'indication de la nécessité d'intervention, avec là aussi, des indices gradués de 1 à 4 suivant le degré d'urgence de l'intervention et affectés des mêmes codes couleur que précédemment. Cette proposition d'intervention ne tient pas compte des résultats de l'analyse des scénarios de défaillance.

7.1.4. RELEVÉ DES DESORDRES

Le détail des désordres sera abordé par la suite tronçon par tronçon.

7.1.4.1. Tronçon 1 : protection amont en gabions métalliques

Cet ouvrage, qui, de par ses faibles dimensions actuelles (notamment une hauteur très faible entre la crête d'ouvrage et les terrains côté val), peut être caractérisé plutôt comme une protection de berge, **est dans un très mauvais état structurel et fonctionnel**.



Fig. 75 : exemples de pathologies – tronçon 1 – vidange en pied suite à arrachement des gabions (à gauche) et basculement de la partie haute des gabions (à droite)

Les principaux désordres observés sont les suivants :

- Grillage gabion très corrodé (altération de surface généralisée),
- Présence étendue d'une végétation arbustive dans le corps d'ouvrage,
- Grillage gabion arraché à plusieurs endroits en pied d'ouvrage et vidange d'une partie des pierres du gabion,
- Mouvements étendus importants et basculement ponctuel de la rangée supérieure de gabions (probablement causé par la pathologie précédente),
- Changement ponctuel de structure sur la partie aval du tronçon 1 avec présence d'enrochements secs appareillés en bon état.

Cet ouvrage ne permet plus de se prémunir efficacement des risques d'érosion des champs et procure une protection très faible vis-à-vis du risque inondation.

7.1.4.2. Tronçon 2 : digue en gabions métalliques

Cet ouvrage, composé très majoritairement de deux rangées liées de gabions est dans un état global correct à moyen. La double rangée de gabion procure une certaine robustesse en renforçant le poids de l'ouvrage. La corrosion et les mouvements de masse sont très peu présents.



Fig. 76 : exemples de pathologies – tronçon 2 – arbres de gros diamètres présents au pied de la digue (à gauche) et point bas au niveau de la prise d'eau (à droite)

Les principaux désordres observés sont les suivants :

- Végétation arbustive et arborée très présente (avec des arbres de gros diamètres > 30 cm) notamment coté torrent,
- Présence de dépôts végétalisés et arborés sur la quasi-totalité du linéaire au-devant de l'ouvrage de protection (ces dépôts ne sont pas particulièrement défavorables puisqu'ils permettent une protection supplémentaire contre les risques d'érosion au moins pour les crues faibles à moyennes),
- Présence d'un canal creusé dans les dépôts d'amenée à la prise d'eau,
- Présence ponctuelle d'une prise d'eau d'irrigation des champs (PM169). **Cette prise d'eau crée un point particulièrement bas et donc particulièrement sensible aux débordements.**
- Deux points bas ont également été relevés respectivement à 6 m et 11 m à l'amont du pont. Ils sont dus à de petits phénomènes de tassement de l'ouvrage.

La position de cet ouvrage en retrait des écoulements permanents et des crues courantes mais également la présence d'anciennes terrasses de matériaux recouvrant l'ouvrage (sur la quasi-totalité du linéaire côté torrent et sur une bonne partie aval du côté val) permettent une protection supplémentaire pour les crues moyennes et renforcent sa stabilité et son étanchéité.

7.1.4.3. Tronçon 3 : digue en remblais protégée côté torrent par des enrochements

Cette digue, positionnée au droit des HLL, est dans un état général moyen à bon. Elle ne présente pas de pathologies graves et notamment aucun point bas, aucune cavité importante, aucun signe d'affouillement n'ont été relevés.



Fig. 77 : exemples de pathologies – tronçon 3 – arbres en bosquet présents au pied de la digue (à gauche) et espacement entre les blocs (à droite)

Les principales pathologies relevées sur ce tronçon sont les suivantes :

- Présence de quelques arbustes positionnés en bosquet et d'arbres d'environ 15 cm diamètres traversant la couche d'enrochements.
- Une pente générale de parement côté torrent un peu trop raide.
- Absence de sabot para fouille.
- Quelques mauvais appareilllements de blocs engendrant la présence de quelques cavités ainsi que des bombements ponctuels.

La présence des enrochements secs et ses dimensions importantes (épaisseur importante notamment), lui confère globalement, par rapport aux autres tronçons étudiés, un **bon niveau de résistance au phénomène d'érosion externe**.

Attention cependant car il s'agit également du tronçon qui est le plus étroit avec des contraintes latérales potentiellement fortes.

7.1.4.4. Tronçon 4 : digue en remblai non protégé

Cette digue de grande dimension est dans un état moyen.



Fig. 78 : exemples de pathologies – tronçon 4 – point bas sur l'extrême partie aval de la digue (à gauche) et crête étroite de l'ouvrage (à droite)

Aucune zone importante d'érosion notable n'a été constatée et aucun terrier. Quelques pathologies ont cependant été observées :

- Quelques bosquets arborés présents sur l'extrême partie amont et au pied de digue côté torrent et au pied de digue côté val sur l'ensemble du linéaire,
- Une importante présence de végétation arbustive et arborée, même en crête de digue, sur l'extrême partie aval du tronçon,
- Une crête de digue parfois étroite, particulièrement sur la partie aval du tronçon,
- Un point bas sur l'extrême partie aval au niveau d'un passage de canalisation en souterrain.

L'absence de protection du remblai la rend potentiellement très sensible au phénomène d'érosion en cas de forte sollicitation hydraulique.

7.1.4.5. Tronçon 5 : surélévation en tout venant de faible dimension

Le merlon en tout venant est en très mauvais état.



Fig. 79 : exemples de pathologies – tronçon 5 – point bas et irrégularité de la crête (à gauche) et crête étroite et présence d'arbres sur l'ouvrage (à droite)

Les principales pathologies observées sont les suivantes :

- Présence importante d'arbres sur tout le linéaire, côté torrent, côté val et sur la crête d'ouvrage,
- Dimensions insuffisantes du merlon (largeur de la crête notamment),
- Présence des culées en béton de l'ancienne passerelle réduisant fortement le lit et créant un obstacle à l'écoulement,
- Irrégularité importante de la crête du merlon avec présence de points bas.

Ce tronçon présente de nombreux points bas et ne semble pas être mesure de pouvoir résister au phénomène d'érosion en cas de sollicitation hydraulique moyenne à importante.

7.1.4.6. Tronçon 6 : berge sans protection

Ce tronçon ne présente aucune surélévation et seuls quelques blocs répartis de manière aléatoire ont été identifiées.

La revanche disponible avant débordement est faible sur l'ensemble du tronçon 6 (parfois de l'ordre du mètre) ce qui en fait un secteur privilégié de débordement du système d'endiguement.

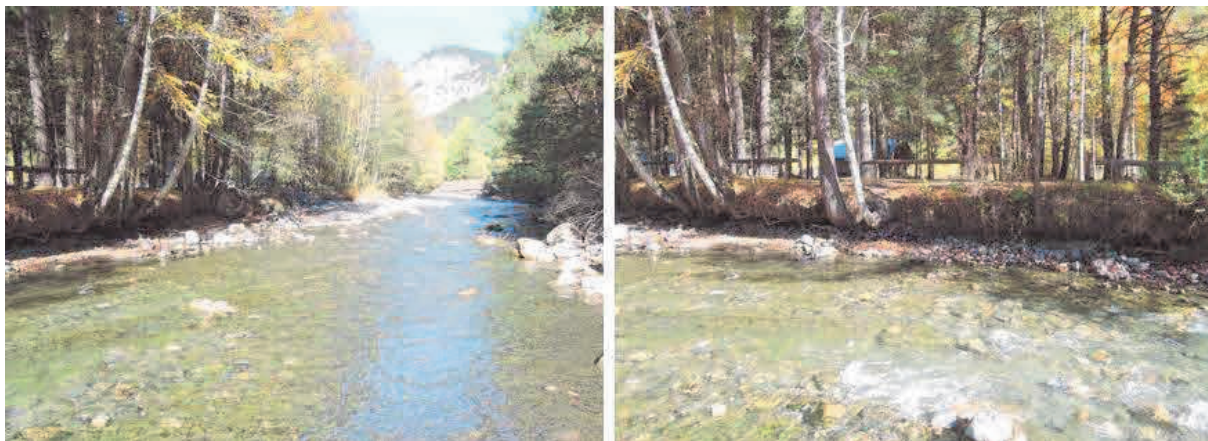


Fig. 80 : exemples de pathologies – tronçon 6 – sous-cavage et arbres présents dans la berge
Quelques « pathologies » ont été observées :

- Quelques érosions et affouillements ponctuels de la berge (creusement sous le système racinaire des arbres),
- Nombreux arbres présents en pied et en crête de berge susceptibles d'être arrachés en période de crue et ainsi favoriser les érosions de berges,

7.1.4.7. Bilan général des désordres constatés lors de l'inspection visuelle

Le diagnostic visuel a permis de faire ressortir notamment deux tronçons en très mauvais état : le tronçon 1 avec une protection en gabions qui est fortement déstructurée **et le tronçon 5** avec une surélévation en tout-venant (bien que de faible dimension) en très mauvais état. Les **niveaux de résistance sur ces tronçons sont très faibles.**

Les digues de plus grande dimensions (tronçons 2, 3 et 4) sont globalement dans un meilleur état et présente davantage de résistance en période de crue. Elles présentent cependant de nombreux points faibles, même si certains ne sont que ponctuels.

Globalement, cette analyse a permis de faire ressortir les désordres suivants :

- Très grande hétérogénéité des ouvrages composant le système d'endiguement avec des niveaux de résistances très variables.
- Irrégularité très importante de la crête de berge rive droite sur tout le linéaire. **Les points bas particulièrement critiques se situent sur pratiquement la totalité du tronçon 1 et du tronçon 6.** De manière moins marquée, d'autres points bas sont présents ponctuellement - comme autant de zones favorisant les débordements – à l'aval du tronçon 2, à l'aval du tronçon 3, à l'amont du tronçon 4, sur le tronçon 5.
- **Une présence globalement trop importante de la végétation arbustive et arborée** sur pratiquement l'ensemble du linéaire favorisant les risques de dégâts en cas de sollicitation hydraulique importante. Les tronçons les plus concernés sont les tronçons 2, 5 et 6.
- **L'absence – au moins visible compte-tenu de l'absence de plans – de protection parafeuilles sur l'ensemble du linéaire** et donc de résistance à d'éventuels affouillements ;
- **L'absence d'enrochements côté torrent au niveau des digues en remblais et en tout venant sur les tronçons 4 et 5** rendant ces zones très vulnérables au risque d'érosion externe

- **Aucune protection visible sur la crête d'ouvrage et côté val rendant, en cas de surverse, les risques de rupture de digue très probable en cas de surverse. C'est le cas notamment sur les tronçons 2, 3, 4 et 5.**

Exception faite des digues des tronçons 3 et 4 où des traces visibles d'intervention sont présentes, **le système d'endiguement étudié ne semble pas - visuellement - avoir fait l'objet d'entretiens réguliers.**

7.2. DIAGNOSTIC GEOTECHNIQUE

7.2.1. ESSAIS ET PRINCIPALES CONCLUSIONS

Le diagnostic géotechnique réalisé en Octobre 2015 indique au final que les digues existantes ne peuvent pas être considérées comme résistantes en cas de forte sollicitation hydraulique des ouvrages.

Plus précisément, le bureau d'étude a réalisé les reconnaissances suivantes :

- Observations géologiques, hydrogéologiques et morphologies de surface,
- 7 sondages à la pelle mécanique, notés PM1 à PM7,
- 1 panneau électrique en long (457 ml, électrodes espacées d'1 m), noté PL1,
- 2 panneaux électriques en travers (32 électrodes espacées d'1 m), notés PT1 et PT2
- En laboratoire : 2 classifications GTR 92 issues des sondages PM, notés E1 et E2.

La localisation et les résultats des sondages et essais sont rassemblés en annexe 19.

Les sondages à la pelle mécanique ont permis notamment de mettre en évidence les points suivants :

- Les sols composant la digue sont issus de matériaux locaux mis en remblais ou composant les cages en gabions,
- La digue et le sol d'assise sont composés des mêmes matériaux,
- Les matériaux (digue et sol d'assise) sont principalement composés de pierres et blocs dans une matrice sablo-graveleuse plus ou moins importante.

La classification GTR a permis de confirmer que les matériaux en place sont des alluvions grossières.

Les panneaux électriques ont permis de confirmer que les matériaux constitutifs des digues et leurs terrains d'assise sont des matériaux grossiers à très grossiers avec de nombreux blocs et de nombreux vides.

La modélisation géomécanique réalisée sous TALREN et PLAXFLOW visait à étudier l'influence des variations d'eau sur la stabilité géométrique de la digue soumise aux phénomènes d'érosion interne et de glissement circulaire. Ces calculs ont été réalisés sur 2 profils appelés P6, au niveau des HLL (digue en remblais et enrochements côté torrent) et P9 (digue en remblais non protégé), au niveau du camping.

Nous reprenons et synthétisons ci-dessous les résultats de ces modélisations effectuées par le bureau d'étude :

- Le risque de renard reste faible à négligeable dans toutes les situations,

- En période de crue : la forte perméabilité des terrains engendre une saturation rapide de la digue avec des résurgences côté plaine. Les vitesses d'écoulement sont élevées à travers toute la digue rendant le risque de suffusion élevé (érosion interne),
- En décrue, le niveau piézométrique en sein de la digue diminue au rythme de la décrue. A mi- décrue, les résurgences côté plaine sont réduites et le risque de suffusion ou de renard devient négligeable ; en fin de décrue, les vitesses d'écoulement sont élevées en pied de digue côté rivière rendant le risque de suffusion élevé sur cette partie d'ouvrage,
- La stabilité géomécanique des profils étudiés est globalement bonne à satisfaisante,
- Côté plaine, en période de crue, le profil P9 (digue en remblai non protégé) plus raide et légèrement plus haute que le P6 présente un facteur de sécurité insuffisant avec des cercles métriques.

7.2.2. REMARQUES GENERALES SUR LES RESULTATS DE L'ETUDE GEOTECHNIQUE

Les modélisations de stabilité hydrodynamique et géomécanique ont été réalisées en prenant comme hypothèse de base une sollicitation maximale des digues en place au plus fort de l'hydrogramme de crue. Ils ont de plus été réalisés uniquement sur deux profils : l'un situé au niveau de la digue en remblai protégée par des enrochements (tronçon3) et l'autre au niveau de la digue en remblai non protégé (tronçon 4).

Or, l'analyse hydraulique menée dans la présente EDD a montré que - quelle que soit la crue - les digues aux points de calculs sont – en situation actuelle - très peu sollicitées (lignes d'eau très éloignées de la crête).

Cette étude géotechnique permet surtout d'affirmer qu'un risque de rupture par érosion interne existe au niveau des digues des tronçons 3 et 4 si elles viennent à être sollicitées à leur niveau maximum selon les hydrogrammes de crues retenus.

8. ÉTUDE DES RISQUES DE VENUES D'EAU DANS ET EN DEHORS DE LA ZONE PROTEGEE

8.1. METHODOLOGIE

L'identification et la caractérisation des risques sont basées principalement sur la connaissance des phénomènes qui affectent la Biaysse, tels qu'ils ont été décrits dans les chapitres précédents.

La démarche d'analyse de risques proposée comprend les deux étapes suivantes :

- l'analyse fonctionnelle interne de l'ouvrage et de ses modes de défaillance ;
- la définition des scénarios de défaillance et leur analyse quantitative : évaluation en termes de probabilité d'occurrence et description qualitative des conséquences.

Pour cette dernière analyse, certains paramètres sont difficilement quantifiables, notamment les facteurs aggravants de type "corps flottants" pour lesquels il est impossible d'attacher une probabilité d'occurrence, ni d'en déterminer précisément les effets qui dépendent fortement de leur ampleur.

D'une manière générale, le caractère aléatoire des phénomènes torrentiels, les effets des facteurs aggravants qui peuvent être appréciés qualitativement et non quantitativement et les interactions entre tous ces paramètres susceptibles d'impacter plus ou moins directement le dispositif d'endiguement, font que la détermination des scénarios devient très complexe.

C'est pourquoi, on en reste à quelques scénarii forcément "simplistes", en sachant que l'occurrence de facteurs aggravants (comme le risque de formation d'embâcles) augmentera la probabilité que ces scénarios se produisent.

8.2. IDENTIFICATION DES RISQUES DE RUPTURE

8.2.1. PRINCIPES

L'analyse fonctionnelle interne vise à étudier le fonctionnement interne du système. Elle consiste en une analyse structurelle de l'ouvrage et des ouvrages associés qui permet de déterminer leurs interactions avec les milieux extérieurs.

Une telle analyse permet d'apprécier la probabilité qualitative de l'occurrence des différents modes de défaillance.

La description fonctionnelle du système d'endiguement a été réalisée de manière détaillée pour les tronçons identifiés dans le chapitre 3 de la présente étude.

Dans l'analyse fonctionnelle interne, **on distingue deux types de fonctions accomplies par les ouvrages : la fonction principale et la fonction technique.**

Les modes de défaillance pris en compte sont ceux retenus classiquement pour les digues fluviales :

1. Débordement par-delà le système d'endiguement pour toute crue d'intensité inférieure à la crue de projet de protection ;
2. Brèche suite à un basculement de digue, lui-même lié à une incision du fond du lit ou affouillement localisé ;
3. Brèche suite à érosion latérale du système d'endiguement ;

4. Brèche suite à surverse d'écoulements de crue par-delà la crête de la digue ;
5. Brèche suite à érosion interne de la digue ;
6. Brèche suite à rupture d'ensemble du corps de la digue (glissement).

8.2.2. RISQUES DE DEFAILLANCE LIEE A LA FONCTION PRINCIPALE DU SYSTEME D'ENDIGUEMENT

La fonction principale d'un endiguement est de garantir l'absence de débordement du torrent pour toute crue d'intensité inférieure à la crue de projet de protection, que nous décrivons de la façon suivante : « la digue doit contenir le torrent dans son lit en tout point du tronçon étudié et sur la rive concernée, pour toute crue torrentielle d'intensité inférieure à l'événement de projet de protection ».

Dans notre cas, aucun document n'a été retrouvé nous permettant de conclure sur un objectif initial de protection. Afin que la collectivité GEMAPIENNE puisse se prononcer sur le niveau de protection à retenir nous avons fait l'exercice de synthèse des modélisations hydrauliques en cas de crues de période de retour de protections 10 ans, 50 ans, 100 ans et 200 ans.

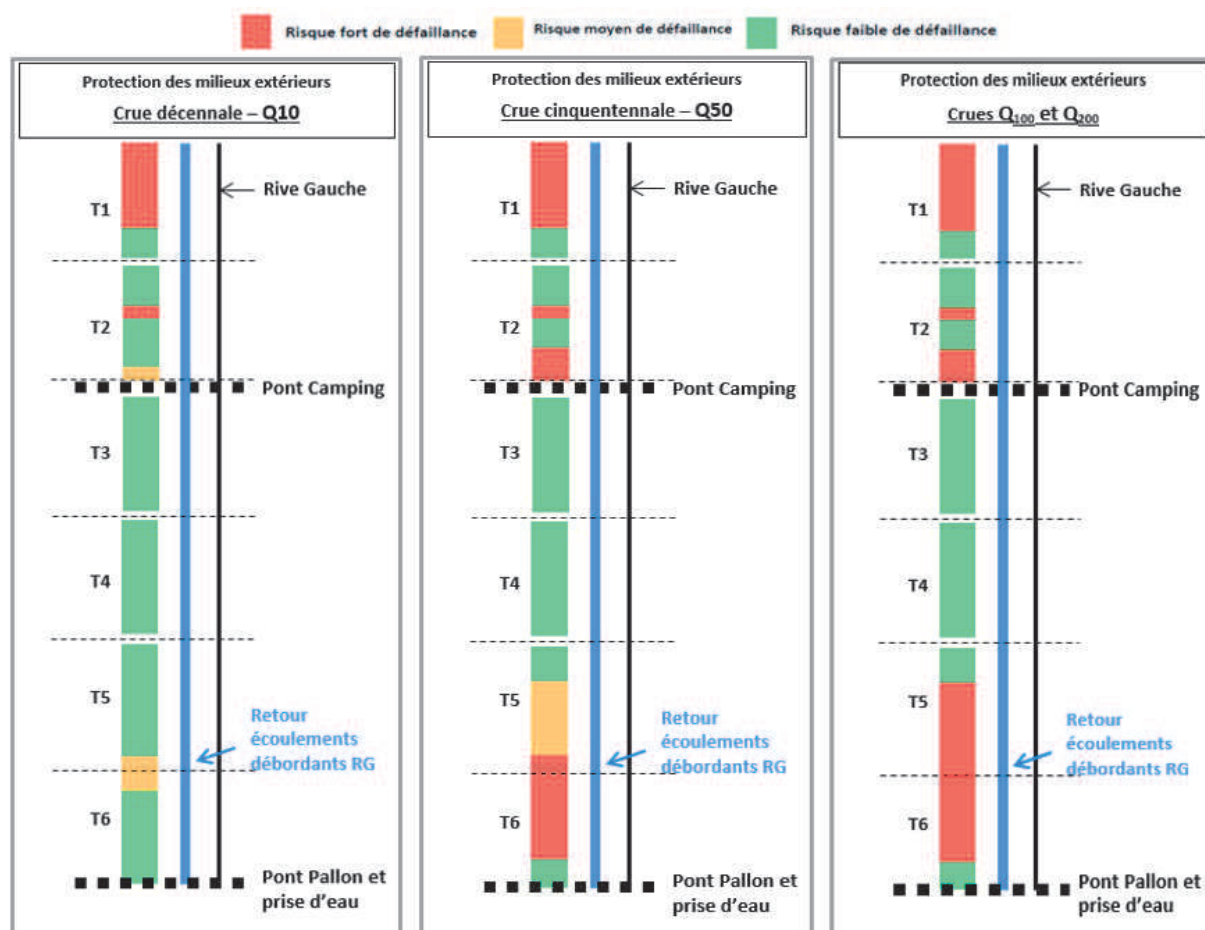


Fig. 81 : Evaluation des risques de défaillance de la fonction principale (risque de débordement) pour différentes crues de protections

Au regard des remarques précédentes, le **risque de défaillance de la fonction principale** est, en l'absence de phénomènes aggravants :

Pour une crue de protection de période de retour 10 ans :

- **Fort sur la majeure partie du tronçon 1** : avec de faibles débordements contournant les principaux enjeux humains.

- **Fort, ponctuellement, au niveau de la prise d'eau du tronçon 2 :** avec des débordements de faible ampleur contournant également les enjeux humains.
- Moyen au niveau des points bas du tronçon 2 à proximité du pont.
- Moyen dans la zone de points bas à l'aval tronçon 5 et à l'amont du tronçon 6.

Pour une crue de protection de période de retour 50 ans :

- **Fort sur la majeure partie du tronçon 1 :** avec des débordements importants contournant les $\frac{3}{4}$ de la superficie du camping et des HLL. A l'aval du camping les écoulements débordants arrivent dans une zone qui est saturée par les écoulements et participent à l'inondation de la partie basse du camping.
- Faible globalement sur le tronçon 2 **mais Fort, ponctuellement, au niveau de la prise d'eau du tronçon 2 :** tout comme précédemment, les écoulements débordants participent à saturer la partie aval du camping.
- **Fort, sur 30 ml à l'amont immédiat du pont (mise en charge du pont, remonter importante des niveaux à l'aval du tronçon 2) :** tout comme précédemment, les écoulements débordants participent à saturer la partie aval du camping.
- Moyen sur une grande partie médiane du tronçon 5, au niveau de points bas.
- **Fort sur l'extrême partie aval du tronçon 5 et la grande moitié amont du tronçon 6 :** les écoulements débordants toucheraient directement la partie aval du camping.

Pour les crues de protection de période de retour 100 à 200 ans :

- Identique à celui d'une crue de période de retour 50 ans sur les tronçons 1 à 4,
- **Fort, sur 30 ml à l'amont immédiat du pont (mise en charge du pont, remontée importante des niveaux à l'aval du tronçon 2) :** tout comme précédemment, les écoulements débordants participent à saturer la partie aval du camping.
- **Fort sur la moitié aval du tronçon 5 et sur grande moitié amont du tronçon 6 :** les écoulements débordants toucheraient directement la partie aval du camping.

8.2.3. RISQUES DE DEFAILLANCES LIEES A LA FONCTION TECHNIQUE DES DIGUES

8.2.3.1. Méthodologie

Les fonctions techniques traduisent la réaction de l'ouvrage étudié face aux interactions avec les milieux extérieurs.

Fonctions techniques	Description des fonctions
1. Résistance à l'affouillement	La fondation et le pied de parement côté torrent de la digue doivent résister aux effets de l'incision du torrent.
2. Résistance aux érosions externes	Le parement côté torrent de la digue doit résister aux effets de l'érosion latérale du torrent.
3. Résistance à la surverse	Le corps de digue doit résister à un déversement sur la crête de digue.
4. Résistance à l'érosion interne	Le corps et la fondation de la digue doivent résister à l'érosion interne, en cas de crue uniquement liquide de période de retour de même ordre de grandeur que l'événement de projet de protection.
5. Résistance à la rupture d'ensemble	Le corps de la digue doit résister à une rupture d'ensemble susceptible de se produire par glissement du talus coté terre en crue et/ou par glissement du talus coté torrent à la décrue.

Pour les fonctions techniques, le risque de défaillance d'un tronçon de digue résulte du croisement de deux critères d'analyse :

- **le niveau de contrainte** : il qualifie, à l'échelle du tronçon et pour la fonction technique considérée, le niveau de sollicitation appliqué au tronçon de digue pour l'aléa de référence (crue torrentielle de projet de protection).
- **le niveau de résistance** : il qualifie la propension du tronçon de digue à résister à un état limite donné correspondant à la fonction technique.

Afin de rendre l'analyse aussi objective que possible, une grille d'aide à la détermination des niveaux de contraintes et de résistance a été élaborée. Elle est présentée en annexe 20 de l'étude de dangers.

L'évaluation de la fonction technique de la digue se base sur les conclusions et les observations de l'analyse fonctionnelle, de l'étude des aléas, de l'étude géotechnique et du diagnostic initial de sûreté.

Les résultats concernant chacune des fonctions techniques pour chaque type de crue sont synthétisés dans les paragraphes suivants.

Notons que compte-tenu de l'absence de surélévation du tronçon 6, aucun risque de défaillance de la fonction technique n'a été proposé.

8.2.3.2. Risque de défaillance lié un à un phénomène d'affouillement

Le dispositif d'endiguement étudié ne possède pas de dispositif para fouille. Le niveau de résistance est donc globalement faible sur l'ensemble du système d'endiguement.

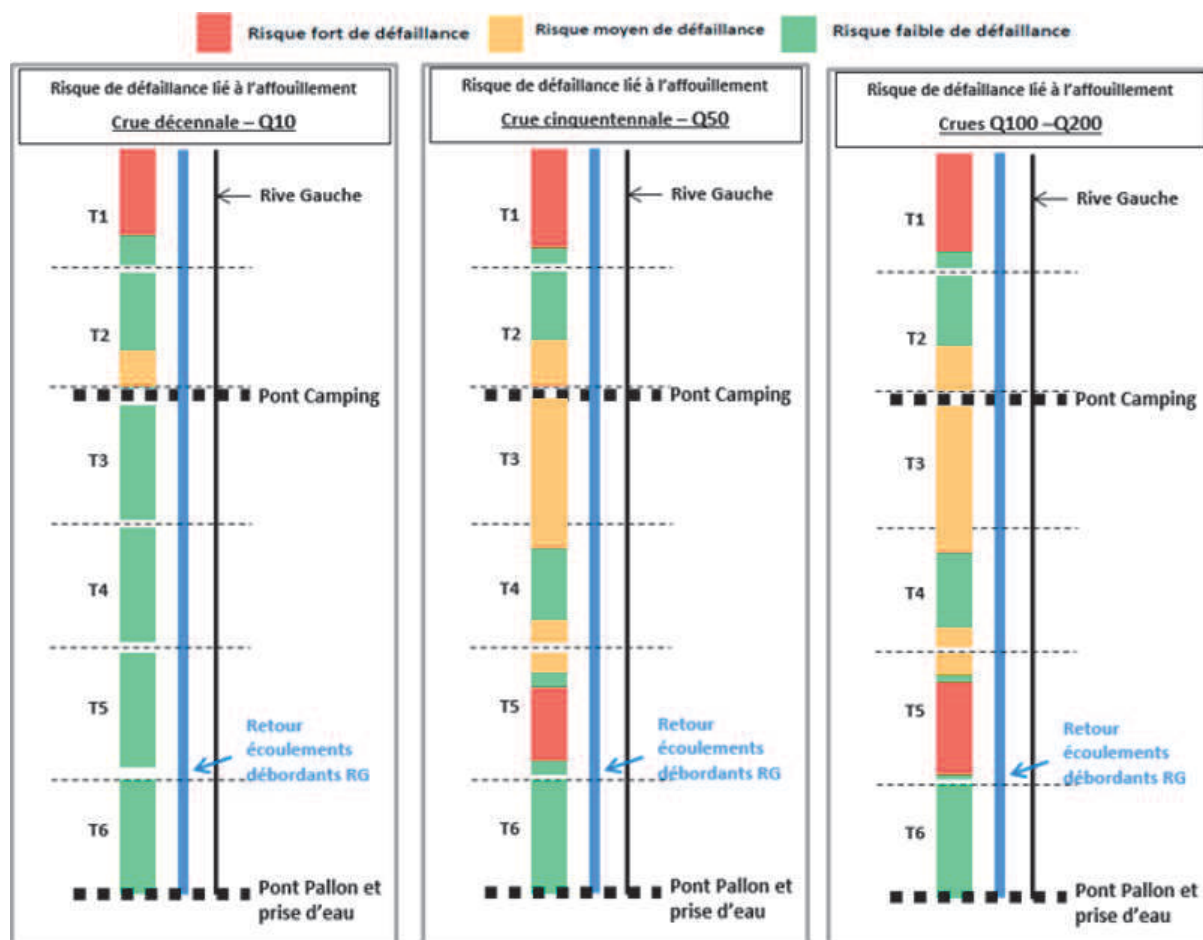


Fig. 82 : Evaluation des risques de défaillance liés à l'affouillement pour différentes crues

Les risques de défaillance les plus forts sont ceux pour lesquels le lit est étroit, les vitesses et les hauteurs de sollicitation de la rehausse sont importantes. C'est particulièrement le cas sur le tronçon 1 (dès la crue de période de retour 10 ans) et sur une grande partie du tronçon 5 (à partir d'une crue de période de retour 50 ans).

Sur le tronçon 3 et les parties amont et aval du tronçon 4, à partir d'une crue de période de retour 50 ans, les vitesses sont élevées mais les hauteurs de sollicitation des ouvrages sont faibles.

8.2.3.3. Risque de défaillance lié à un phénomène d'érosion latérale

Le risque de défaillance lié à un phénomène d'érosion latérale a été évalué en croisant le niveau de résistance du système d'endiguement (dans ce cas : présence d'un perré en enrochement, de matériaux...) aux niveaux de sollicitation du torrent (largeurs du lit, vitesses et hauteur).

Les forts risques de rupture par érosion latérale sont situés au niveau du tronçon 1 et au niveau du tronçon 5.

Notons que le tronçon de 40 m à l'amont du pont du camping a été affecté d'un niveau moyen de défaillance (forte sollicitation en hauteur d'eau mais vitesses d'écoulement assez faibles).

La digue protégée par des enrochements (tronçon 3) est soumise à un trop faible niveau de contrainte latérale (hauteur de sollicitation de l'ordre de 60 cm) pour qu'un risque de défaillance existe.

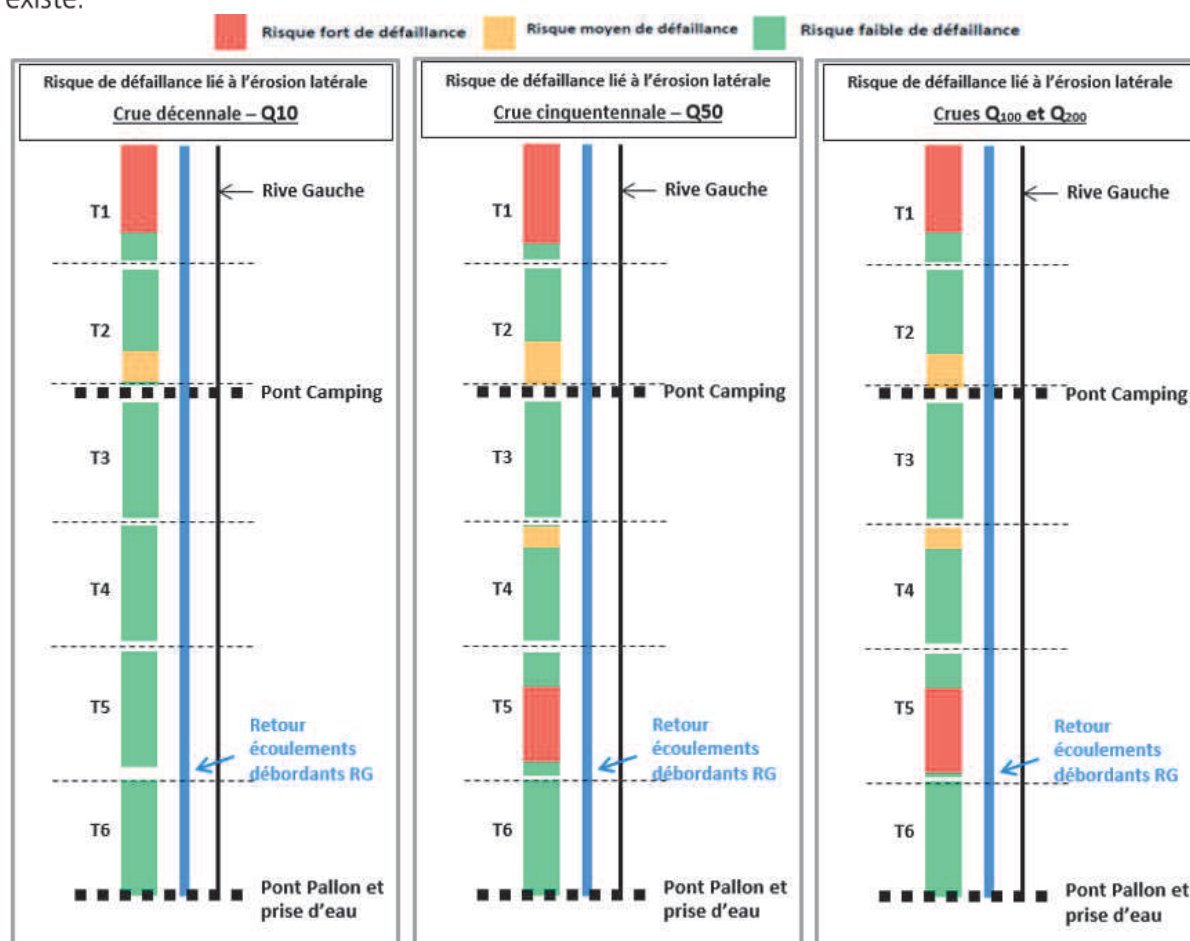


Fig. 83 : Evaluation des risques de défaillance liés à l'érosion latérale pour différentes crues

Bien que non pourvue d'un système de protection côté torrent, la hauteur de sollicitation est encore plus faible (30 cm en partie amont et 50 cm sur la partie aval) sur le tronçon 4 pour la digue en remblais. Elle ne possède cependant aucune protection contre l'érosion. Le risque de défaillance est donc moyen sur ses extrêmes parties amont et aval.

8.2.3.4. Risque de défaillance lié à une surverse

Le risque de défaillance lié à une surverse a été évalué en croisant le niveau de résistance du système d'endiguement aux points où des débordements ont été calculés.

Comme nous l'avons vu précédemment dans l'étude, le système d'endiguement étudié ne comporte pas de dispositif permettant de le prémunir d'un phénomène d'érosion par surverse.

Le niveau de résistance à une surverse est faible sur les digues composées de remblais (tronçons 3, 4 et 5), moyen au niveau du tronçon 2 de la digue en gabion (ouvrage poids moins soumis à un entrainement de ses matériaux) et faible sur le tronçon 1 (mauvais état du gabion).

Pour une crue décennale, le risque de rupture d'une partie du tronçon 1 est fort. Notons cependant que la surélévation par rapport aux terrains situés côté val étant très faible sur ce tronçon, le sur-aléa sera quasiment inexistant. Les écoulements étant en limite de débordement au niveau de la prise d'eau et à l'amont du pont, le risque est moyen en ces points pour une crue décennale.

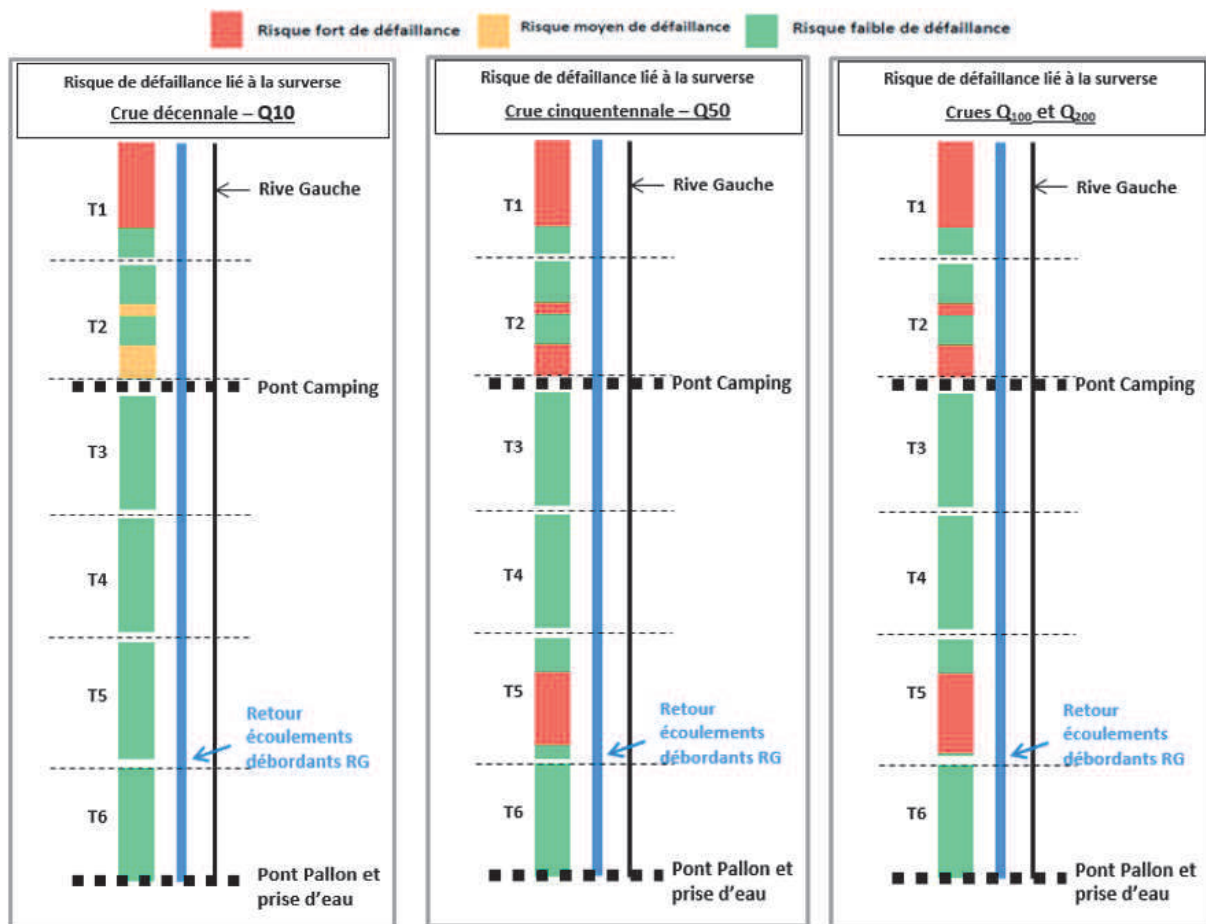


Fig. 84 : Evaluation des risques de défaillance liés à une surverse pour différentes crues

Pour les crues de périodes de retour 50 ans, 100 ans et 200 ans, le risque de rupture sur une grande moitié aval du tronçon 5 devient également important (merlon de faible dimension en tout-venant non protégé).

8.2.3.5. Risque de défaillance lié aux phénomènes d'érosion interne et à la rupture d'ensemble

Les risques d'érosion interne et de rupture d'ensemble sont directement liés au niveau de saturation du corps de l'ouvrage et donc du gradient hydraulique.

L'analyse géotechnique du remblai des digues a montré que les matériaux en place étaient sensibles au phénomène de suffusion en cas de sollicitation importante de l'ouvrage (hauteur d'eau importante atteignant la crête de l'ouvrage côté torrent).

Or la hauteur de sollicitation du remblai est faible en situation actuelle quelle que soit la crue au niveau des tronçons 3 et 4. Le risque d'érosion interne et de rupture d'ensemble est donc faible sur ces tronçons.

La hauteur de sollicitation est par contre plus importante au niveau du tronçon 5 à partir de la crue de période de retour 50 ans (surélévation de faible dimension en tout-venant). Le risque de défaillance par érosion interne est donc fort sur ce tronçon.

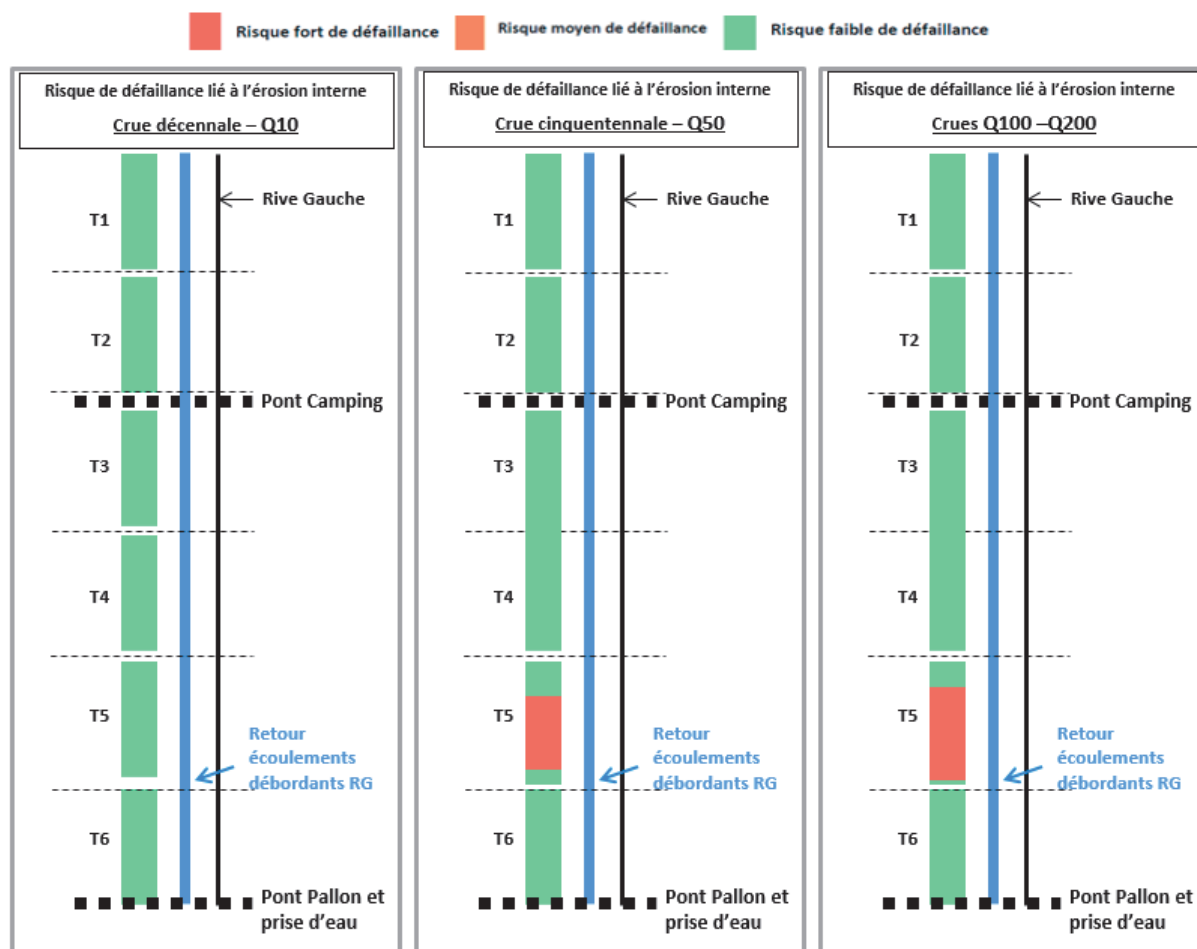


Fig. 85 : Evaluation des risques de défaillance liés à l'érosion interne et à la rupture d'ensemble pour différentes crues

Les digues en gabions sont, elles, peu sensibles au phénomène d'érosion interne ou de rupture d'ensemble. La cage externe et les matériaux grossiers composant le corps de l'ouvrage ne permettent pas au phénomène de prendre place.

Le risque de défaillance par érosion interne ou par rupture d'ensemble est donc faible notamment au niveau des tronçons 1 et 2.

8.2.3.6. Risque global de défaillance

Le risque de défaillance global prend en compte, par tronçon et par fonction technique, le risque de défaillance le plus important.

Au final :

- Pour une crue décennale : le risque de défaillance de la fonction technique est :
 - Fort sur le tronçon 1 (phénomènes concernés : surverse, affouillement et érosion latérale) ;
 - Moyen, ponctuellement sur le tronçon 2, au niveau de la prise d'eau et sur les 30 m à l'amont du pont du camping (phénomènes concernés : surverse, érosion latérale et affouillement) ;
 - Faible sur tout le reste du système d'endiguement.

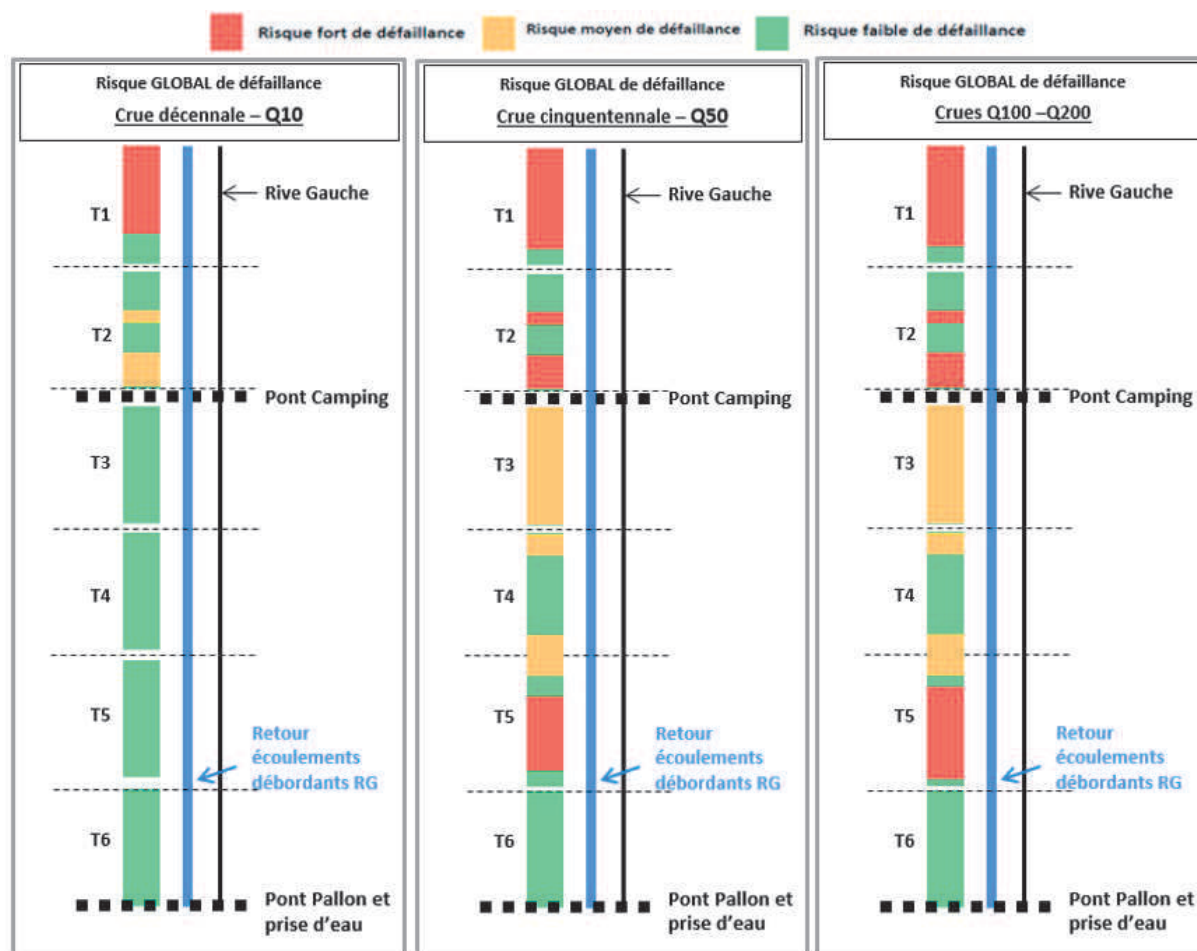


Fig. 86 : Evaluation des risques de défaillance globale de la fonction technique pour différentes crues

- Pour une crue cinquantennale : le risque de défaillance de la fonction technique est :
 - Fort sur le tronçon 1 (phénomènes concernés : surverse, affouillement et érosion latérale) ;
 - Fort, ponctuellement sur le tronçon 2, au niveau de la prise d'eau et sur les 30 ml à l'amont du pont du camping (phénomènes concernés : surverse, érosion latérale et affouillement) ;
 - Fort sur une grande partie médiane du tronçon 5 (phénomènes concernés : surverse, érosion latérale, érosion interne, rupture d'ensemble et affouillement) ;
 - Moyen sur le tronçon 3 lié à un risque d'affouillement ;
 - Moyen sur les parties amont et aval du tronçon 4 avec un risque d'affouillement et d'érosion latérale.
- Pour des crues de périodes de retour 100 ans et 200 ans, les résultats sont pratiquement identiques à ceux de la crue cinquantennale avec un risque fort un peu plus étendu au niveau du tronçon 5 en raison du retour des écoulements débordants de la plaine rive gauche.

8.3. ANALYSE DES SCENARIOS A RISQUE ET CARTOGRAPHIE

8.3.1. CAS D'UNE CRUE DE PERIODE DE RETOUR 10 ANS

8.3.1.1. Elaboration des scénarios de défaillance

Pour une crue de période de retour 10 ans, les éléments précédemment abordés dans l'étude nous permettent de mettre en évidence **les différents cas suivants à risque fort de défaillance** :

- **Cas 1** : défaillance de la fonction principale du système d'endiguement : des débordements interviennent en rive droite sans rupture d'ouvrage sur plusieurs secteurs ;
- **Cas 2** : défaillance structurelle : les débordements engendrent une rupture de la quasi-totalité du tronçon 1.

Notons que les cas précédents ont été sélectionnés pour leurs probabilités importantes en cas de crue décennale. **Leur probabilité d'occurrence est en effet évaluée à une valeur supérieure à 50 %.**

8.3.1.2. Conséquences du cas 1

L'étude du cas 1 a d'ores et déjà été abordée de manière détaillée lors de l'analyse fonctionnelle externe. Il s'agit d'une crue décennale sans défaillance structurelle du système d'endiguement.

Pour une crue décennale, des débordements peu importants toucheront la zone protégée mais au niveau de parcelles sans enjeux humains (champs principalement).

Les HLL et le camping se retrouvent entourés par les eaux mais ils ne sont pas directement touchés et les possibilités de franchissement à pied dans la plaine demeurent (hauteur < 20 cm et vitesses < 0,5 m/s).

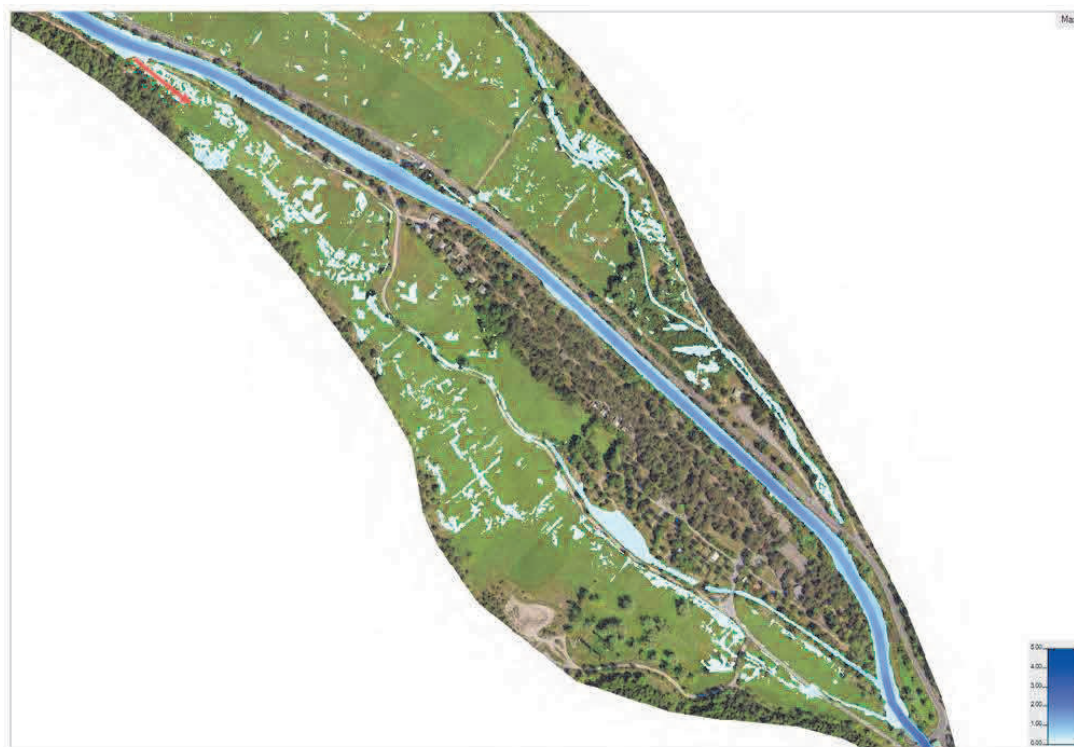


Fig. 87 : rappel de l'extension de la zone inondée – Q_{10} - situation actuelle – cas 1