

DEMARCHE DE MISE EN SECURITE DES BARRAGES DE LA MOUCHE ET DE CHARMES- DEUX EXEMPLES D'OPTIMISATION ET D'APPROFONDISSEMENT DES CONNAISSANCES DE BARRAGES ANCIENS

(APPROACH TO SECURING THE MOUCHE AND CHARMES DAMS - TWO EXAMPLES OF OPTIMIZATION AND DEEPENING KNOWLEDGE OF OLD DAMS)

Hervé MARNEFFE, Jean-Marie HAM, Thierry BADIER

Voies navigables des France/ DIMOA, 169, rue de Newcastle – CS 80062 - 54036 Nancy Cedex
herve.marneffe@vnf.fr; jean-marie.ham@vnf.fr ; thierry.badier@vnf.fr

Vincent MOUY, Bertrand COUTAND (partie barrage de la Mouche)

Tractebel-Engie, Agence de Lyon Tour Part-Dieu - 129, rue Servient - 69326 Lyon
vincent.mouy@tractebel.engie.com ; benjamin.coutand@tractebel.engie.com

Guillaume GROELL , Jean-Philippe SIXDENIER, (partie barrage de Charmes)

ISL Ingénierie, 75 boulevard MacDonald, 75019 Paris
groell@isl.fr ; sixdenier@isl.fr ;

MOTS CLEFS

Stabilité de barrage réservoir – approfondissement des connaissances – optimisation – démarche modulée

KEY WORDS

Reservoir dam stability – deepening knowledge – optimization – modulated approach

RÉSUMÉ

Dans le cadre des exigences réglementaires de gestion, d'inspection, d'auscultation, les ouvrages anciens sont bien sûr questionnés par les évolutions de vérification de sûreté et notamment de stabilité.

Deux barrages réservoirs de Voies Navigables de France – le barrage de la Mouche et le barrage de Charmes – ont fait l'objet de démarches d'approfondissement de leurs reconnaissances et par suite d'optimisation des travaux nécessaires à leur sécurité.

La partie d'article consacrée au barrage de la Mouche présente une synthèse de l'évolution du projet confortement de stabilisation et décrit surtout certains aspects (souvent peu traités) des travaux.

La partie d'article consacrée au barrage de Charmes, plus technique et plus longue, retrace les études de stabilité selon la démarche modulée du CFBR autorisée pour les barrages anciens, via l'ensemble des phases d'essais, de reconnaissances et de calages des modèles au plus près des événements vécus et enfin via plus particulièrement la détermination d'un abaque de stabilité du talus amont. L'approche proposée, basée sur une solide documentation de l'ouvrage, des reconnaissances géotechniques robustes et un bon comportement général, permet in fine de limiter le volume des travaux tout en garantissant un niveau de sécurité important sur l'ouvrage.

ABSTRACT

As part of the regulatory requirements for management, inspection, and monitoring, old structures are of course questioned by developments in safety verification and in particular stability.

Two Voies Navigables de France reservoir dams – the Mouche dam and the Charmes dam – have been the subject of in-depth investigations and consequently optimization of the work required for their safety.

The part of the article devoted to the Mouche dam presents a summary of the development of the stabilization reinforcement project and describes certain aspects (often little covered) of the work.

The part of the article devoted to the Charmes dam, more technical and longer, traces in its coherence the stability studies according to the modulated approach of the CFBR authorized for old dams, via all the phases of testing, investigations and calibration of the models as close as possible to the events experienced and finally via more particularly the determination of a stability chart for the upstream slope. The proposed approach, based on detailed documentation of the structure, robust geotechnical surveys and good general behaviour, ultimately makes it possible to limit the volume of work while guaranteeing a high level of safety on the structure.

1. PREAMBULE

VNF gère 42 barrages réservoirs (3 classés A, 16 B, 21 C et 2 D selon décret 2007) nécessaires à l'alimentation de certains de ces canaux.

Ces barrages datent de la fin XIXe siècle. VNF assure toutes les exigences réglementaires de gestion, d'inspection, d'auscultation, mais ces ouvrages anciens sont bien sûr questionnés par les évolutions de vérification de sûreté.

Deux barrages réservoirs – le barrage de la Mouche et le barrage de Charmes, sur le plateau de Langres, tous deux alimentant le canal de Champagne à Bourgogne – ont fait l'objet de démarches d'approfondissement de leurs reconnaissances et par suite d'optimisation des travaux nécessaires à leur sécurité et pour le barrage de Charmes selon une démarche dite modulée autorisée pour les barrages anciens.

La partie d'article consacrée au barrage de la Mouche présente une synthèse de l'évolution du projet confortement de stabilisation et décrit surtout certains aspects (souvent peu traités) des travaux. La partie d'article consacrée au barrage de Charmes, plus technique et plus longue, retrace dans sa cohérence les études de stabilité selon la démarche modulée du CFBR.

2. BARRAGE DE LA MOUCHE

2.1. Présentation

Le barrage de la Mouche à Saint-Ciergues (Haute-Marne) a été construit entre 1885 et 1890. Sa capacité de retenue est de 7,79 millions de mètres cubes à la cote de Retenue Normale (RN) 360,40 (repère Bourdaloue =IGN69+32cm).

Il s'agit d'un barrage-poids rectiligne en maçonnerie de calcaire d'une longueur de 410 m et d'une hauteur sur fondation de 31 m (environ 23 m au-dessus du terrain naturel). Il est formé d'un mur épais de 3,50 m en crête et de 23 m à sa base, et de 41 petits contreforts aval, espacés de 10 m en moyenne, formant une sorte de demi-viaduc plaqué sur le parement aval et assurant la sur-largeur en crête nécessaire au passage d'un chemin vicinal devenu la RD 286.

Un masque (masque LEVY) en béton de 2,70 m d'épaisseur régnant sur la quasi-totalité de la hauteur du parement amont et sur 260 m de longueur a été édifié dès la fin du XIXe siècle, à la suite de l'accident de Bouzey en 1895, afin d'éliminer les fuites à l'aval et la détérioration du parement amont.

Le barrage de la Mouche est classé B par arrêté préfectoral n°52-2020-05-072 du 14 mai 2020, au sens du décret 2015-526 du 14 mai 2015 et du décret 2007-1735 du 11 décembre 2007.



Figure 1 - Vue générale amont + coupe transversale (partie centrale, avec masque Levy) (©VNF/DIMOA)

2.2. La stabilité du barrage questionnée, le projet de confortement

Au fil des années à partir de 1991, la cote du barrage avait été abaissée de 360,40 m Bourdaloue à 357,90 m (soit une perte de capacité de stockage de 2,15 millions de m³ sur les 7,79 millions initiaux) pour respecter ses obligations notamment les critères de stabilité de ce barrage en maçonnerie.

Les travaux de confortement en 2023-24 permettant de retrouver le niveau de sécurité des recommandations du CFBR à la cote historique sont ainsi l'aboutissement d'un long processus qui a permis d'optimiser au maximum le dimensionnement des renforcements à réaliser et donc de limiter leur impact paysager et architectural pour cet ouvrage emblématique.

Cette évolution est le résultat d'une démarche et volonté de VNF de fiabiliser au maximum les données d'entrée permettant de dimensionner les renforcements à réaliser avec notamment :

- L'installation à la fin des années 1980 d'appareils d'auscultation du barrage, et de l'exploitation de plusieurs décennies de données issues de ces appareils (mouvements et piézométrie)
- La réalisation de reconnaissances géotechniques et géophysiques poussées en 2013, ayant permis de mieux caractériser les matériaux constituant la fondation du barrage et de démontrer que le barrage était stable dans sa partie centrale avec masque Levy
- L'étude d'alternatives à la recharge aval, dont l'une qui consiste à agir sur le parement amont pour limiter la recharge à l'aval.

Le dimensionnement de la recharge aval a fait l'objet d'une réduction conséquente depuis le premier projet de confortement. A titre de comparaison, il comportait jusqu'en 2008 une recharge aval sur toute la longueur du barrage avec un volume de remblai estimé à 49 000 m³. En 2014 ce remblai a pu être limité aux rives (les sections hors masque Levy). Et à partir de 2017, la hauteur de remblai a été encore réduite de 1m avec une hauteur limitée à un maximum de 5m/Tn et un volume d'environ 11 500 m³.

Cette réduction est d'ailleurs d'autant plus significative que les critères de sécurité réglementaires, qui guident le dimensionnement de la recharge aval sont devenus de plus en plus exigeants au fil des études.

Cette limitation a été permise par la prise en compte de la géométrie précise du barrage, avec notamment l'effet des voûtes en tête, du degré de rabattement de la nappe sous l'ouvrage, de la masse volumique des matériaux, de la poussée des sédiments à l'amont et enfin l'ajout de 30 cm de béton projeté sur le parement béton amont sur les parties de rive.

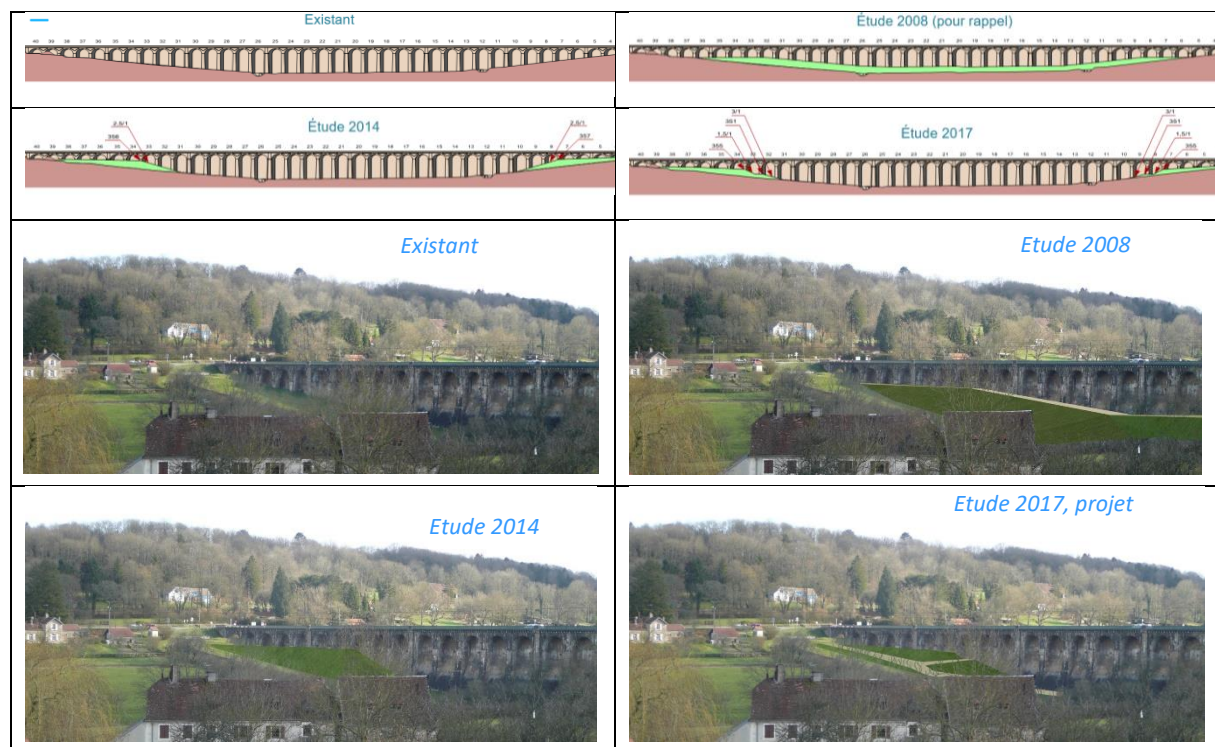


Figure 2- Elévations et photomontages illustrant l'évolution du confortement au fil des études (©Tractebel)

Après le préalable du recalage de l'hydrologie (celui des données et des crues de référence vis-à-vis du classement de l'ouvrage) les études de stabilité ont porté sur les différentes coupes du barrage et spécialement les parties en rive qui montraient des insuffisances par rapports aux vérifications des recommandations pour la justification de la stabilité des barrages-poids CFBR d'octobre 2012.

Techniquement, l'insuffisance ne portait pas sur un problème de glissement (celui-ci était vérifié avec un coefficient bien suffisant) mais sur l'existence d'une traction dans le parement amont sous le cas quasi permanent avec une RN historique de 360.40 (objectif de VNF). Cette traction était assez faible (-0,16 MPa mais sensible aux paramètres) or une traction sous le cas quasi permanent de la Retenue Normale n'est pas admise - condition dite de Levy. Par contre la traction pour le cas PHE (crues exceptionnelles) est, elle, admise pourvu que la longueur de fissuration réponde à un autre critère (après calcul itératif, 25% maximum de section fissurée). Et pour les crues extrêmes, la traction est admise moyennant cette fois la condition d'Hoffman qui assure la stabilité de la fissure (dérivée de la contrainte effective normale positive en fond de fissure ce qui traduit une réduction de la contrainte de traction et permet la stabilisation de la fissure).

Ainsi il s'avère que :

- L'état non-conforté ne posait de problème pour les cas « PHE », crue « extrême », « séisme » mais uniquement pour le cas « Retenue Normale » (pour 5 arches de rive droite et idem en rive gauche) pour un souci de traction dans le parement amont ;
- Le projet de confortement par remblai aval et ajout d'un masque de 30 cm à l'amont permettait pour le cas RN historique de rendre barrage conforme aux exigences du CFBR.

Quelques extraits du projet pour la partie « remblais de confortement » figurent ci-dessous mais le projet comprend aussi une restauration du système d'évacuation des crues avec notamment : rehausse du coursier, rénovation des maçonneries et du bassin dissipation, modernisation du seuil fixe avec une vanne clapet , passerelles d'accès à l'amont, redimensionnement de la rigole inter-canaux afin de préserver les moulins à l'aval en orientant une partie du flux vers le canal de restitution à la Mouche.

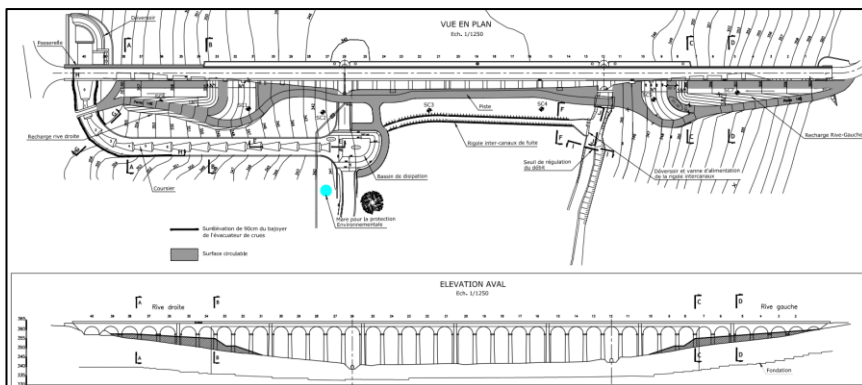


Figure 3- vue en plan et élévation du remblai de confortement (@Tractebel)

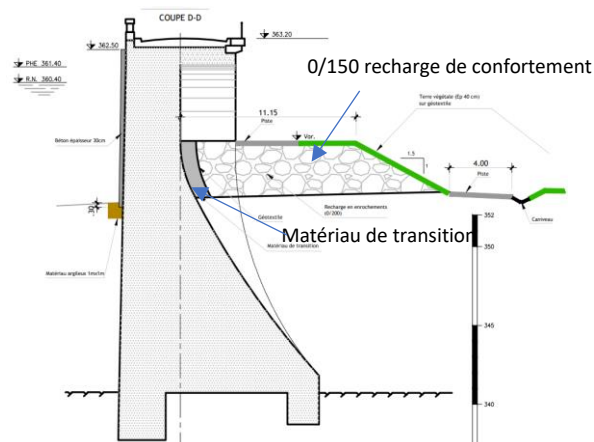


Figure 4- coupe type du remblai de confortement aval (@Tractebel)

2.3. Les travaux de confortement

2.3.1. Zoom sur les remblais aval de confortement

On notera sur la coupe transversale type le matériau dit de transition 30/50 (entre remblai de confortement et barrage), plus frottant et drainant, mis en œuvre par des moyens plus légers.

Le matériau de remblai est lui un 0/150 provenant d'une même carrière calcaire locale située à 19 km du chantier. Le rythme a été de l'ordre de 20 camions par jour pendant deux mois. Les routes empruntées, ont été aménagées en conséquence avec des aires de croisement.

Des planches d'essais ont permis de caler les paramètres d'épaisseur et de compactage niveau q3 semblable à une couche de forme routière. Après décapage de 50 cm minimum, et un compactage du fond de forme à une portance de 30 MPa (pas souvent atteint, ce qui a imposé un cloutage), le matériau de granulométrie 0/150 est mis en œuvre par couche de 35 à 40cm compacté par 6 passes d'un cylindre V4 petite vibration + 6 passes de cylindre lisse. Le bon compactage $Ev2 > 50$ MPa et $Ev2/Ev1 < 2$ est vérifié au moins tous les mètres d'épaisseur.

La masse volumique du matériau en place exigée de 2,20 t/m³ telle que dans les calculs de stabilité étant une donnée essentielle à l'efficacité du confortement, celle-ci est contrôlée par des essais « à la bêche » suivant la norme NF P 94-061-4. L'essai est détaillé ci-dessous. 8 essais ont été réalisés. Tous dépassent une densité de 2,30 t/m³ pour une teneur en eau quasi nulle.

Creusement de la cavité sur une arase de surface plane horizontale, contrôlée à l'aide de la règle et du niveau à bulle -procéder à l'excavation de la cavité, l'aide de la mini pelle, et à la pelle pour finir  Pesée du matériau mettre les matériaux extraits dans des sacs étanches, peser le matériau humide, et si nécessaire, effectuer la teneur en eau.	Mesure du volume -découper un film étanche d'une surface suffisante, pour quelle recouvre l'intégralité de la cavité et qu'elle déborde largement sur la périphérie -plaquer au mieux le film sur le pourtour de la cavité.  -remplir la cavité d'eau, par la vidange d'un récipient (cuve de	capacité 1000 litres, poids total < à 1500 kg). Dans notre cas, nous déterminons le volume d'eau par la différence de masse entre le début du remplissage et le remplissage complet (densité de l'eau = 1 -> masse=volume). 
---	--	--

Figure 5- Détail des étapes de l'essai à la bêche pour contrôle de la densité du remblai en place (@Tractebel)



Figure 6- Quelques photos des travaux (@VNF/DIMOA)

Zoom sur les mesures environnementales :

Le diagnostic faune flore ayant relevé la présence d'espèces protégées de batraciens et de reptiles dans le coursier, les mesures selon la démarche ERC et l'arrêté préfectoral ont consisté en la création de mares d'accueils et d'abris pour les lézards.

- 9 mares ont été créées : un groupe de 6 mares en aval du coursier de l'évacuateur de crues et un groupe de 3 mares entre le barrage et le coursier ;
- 7 abris herpétofaune ; 5 pierriers ; 1 hibernaculum



Figure 7- photo où l'on peut voir la quasi-totalité de ces aménagements (©VNF/DIMOA)

L'opération de transfert eu lieu les 7 et 8 septembre 2023. L'écologue qui intervient à chaque étape du projet, depuis la conception et la réalisation des aménagements pour l'herpétofaune jusqu'au suivi de la bonne mise en œuvre et de l'efficacité des mesures pendant et après les travaux, en fait le compte rendu :

« Tous les individus ont été transférés dans les mares de compensation en rive droite du coursier pour des raisons techniques liées au bon déroulement du chantier. Les espèces déplacées sont :

Le complexe des grenouilles vertes (Pelophylax sp.) : 49 adultes et environ 250 larves.

Tritons alpestres (Ichthyosaura alpestris) : 750 larves

Couleuvre helvétique (Natrix helvetica) : 1 individu juvénile

Une partie des hélophytes et des sédiments du milieu initial a également été transférée. Le milieu réceptacle est ainsi au plus proche du milieu initial détruit. La végétation pourra d'autre part se développer et proposer des habitats aux espèces.

Un faible taux de mortalité (bien inférieur à 5 %) a été constaté dans le cours de l'opération. »

Prochaines étapes :

- Installation de niochirs en fin de chantier (courant le second semestre 2024)
- Selon l'arrêté de dérogation aux espèces protégées : Suivi sur 20 ans par un écologue de l'efficacité des mesures mises en œuvre (périodicité du suivi : N+1, N+2, N+3, N+5, N+7, N+10, N+15, N+20. N étant l'année de mise en œuvre de ces mesures)

Le coût de l'ensemble de ces mesures est de 210 000 €TTC.

Par ailleurs, dans le cadre d'une démarche proactive pour limiter les impacts du chantier, le cahier des charges intégrait la mise en œuvre de solutions de prévention et de sécurité, tant sur les effets du chantier sur la circulation, l'ambiance sonore, les risques de pollution, l'émission de poussières par exemple, afin de limiter au maximum l'impact pour les riverains et le territoire.

Délai, planning et coût :

- Recharge de l'aval : entre mi-avril et début août 2023 ; Béton projeté en parement amont pour les parties de rive de début août à fin novembre 2023.
- Budget : 5 millions d'euros TTC pour l'étape 1 « le confortement »
- Entreprises (pour le confortement) : Mandataire SAS BONGARZONE TP ; Co-traitant SARL GRAGLIA BTP +SAS EUROSOL-FONDATIONS
-

Les travaux suivant (étape 2), portant sur la crête

Afin de poursuivre la rénovation du barrage-pont de la Mouche, une deuxième étape est prévue en 2025- 2026. Elle porte sur la restructuration de la crête, avec pour objectif, pour la partie « pont portant une route départementale » de l'adapter au trafic actuel avec notamment l'aménagement d'un espace de circulation des piétons et pour la partie « barrage » la rénovation et l'amélioration de son étanchéité de crête.

3. BARRAGE DE CHARMES

3.1. Présentation de l'ouvrage

Généralités

Le barrage de Charmes a été construit entre 1902 et 1906. Il barre le ruisseau du Val de Gris à hauteur de la commune de Charmes (Haute-Marne). Le barrage crée une retenue d'une capacité de 11,6 millions de mètres cubes à la cote de Retenue Normale (RN) 342,10 (repère Bourdaloue =IGN69+24cm).

Le barrage réservoir de Charmes est un barrage en remblai homogène et doté d'un parement amont bétonné, destiné à protéger le remblai du battillage. Sa longueur en crête est de 362 m pour 18,50 m de hauteur au-dessus du terrain naturel (21,50 m au-dessus du niveau de fondation) et d'une largeur de 64 m à la base. La largeur en crête est de 6 m environ, incluant une banquette-parapet en terre de 2,50 m de largeur et de 1,00 m de hauteur.

L'ouvrage est équipé d'un évacuateur de crue en rive droite, constitué d'un seuil latéral, d'un seuil frontal, de deux galeries traversant l'ouvrage et d'un coursier de restitution en aval dans le Val de Gris.

La tour de prise d'eau, située à environ 80 m de la rive droite et implantée en pied amont permet d'assurer la restitution contrôlée vers le ruisseau du val de gris en vue d'alimenter le canal de Champagne à Bourgogne. La tour en maçonnerie dispose de deux circuits de prises isolés l'un de l'autre et chacun constitué d'un puit équipé de 3 niveaux de prises et d'une vidange de fond, et d'une galerie de restitution à l'aval traversant le corps du barrage.

En application des articles R.214-112 et R.214-114 du code de l'environnement, le barrage de Charmes a été classé en catégorie B par l'arrêté préfectoral n°2106 du 6 juillet 2009.



Figure 8- vue aérienne du barrage et de ses organes (©ISL)



Figure 9 – vue du parement amont - vidange de 2001



vue du parement aval (©VNF/DIMOA)

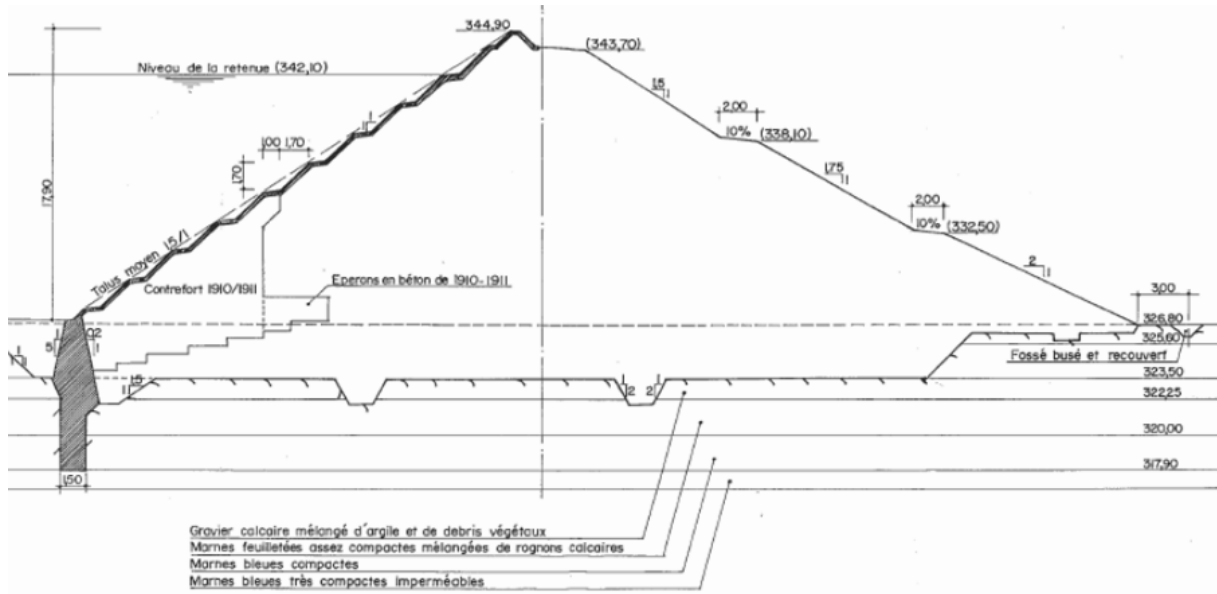


Figure 10 - coupe type (©VNF/DIMOA)

Gestion du plan d'eau

L'évolution annuelle de la cote du réservoir sur les dix dernières années est présentée ci-dessous.

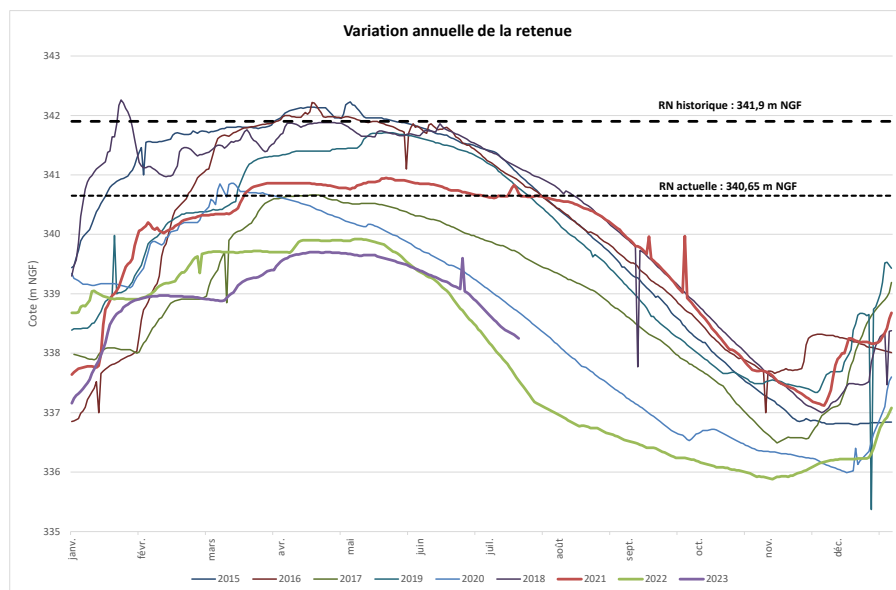


Figure 11- graphe variations annuelles de la retenue (©ISL)

L'exploitation suit une courbe de remplissage similaire d'une année sur l'autre, avec un point haut en mai suite au remplissage hivernal et un abaissement progressif jusqu'à début décembre lié à l'alimentation du canal.

Dispositif d'auscultation

Le dispositif d'auscultation piézométrique existant est réparti sur 3 profils situés dans la zone de plus grande hauteur du barrage. La coupe type figure ci-dessous. Sur chacun des 3 profils, on trouve ainsi :

- Une première cellule amont mise en place en 2001 en prévision de la vidange du barrage (CELNb), à proximité du parement amont,
- Une seconde cellule mise en place en 1993 à proximité du parement amont, dans la zone réparée de l'ouvrage (CELB),
- 4 piézomètres ouverts sur la crête, la risberme supérieure et le pied aval (DN-1,2 et 3 et CN),
- 3 cellules de pressions (CELN-1,2 et 3) mises en place en 2020 en compléments des piézomètres D-1, 2 et 3).

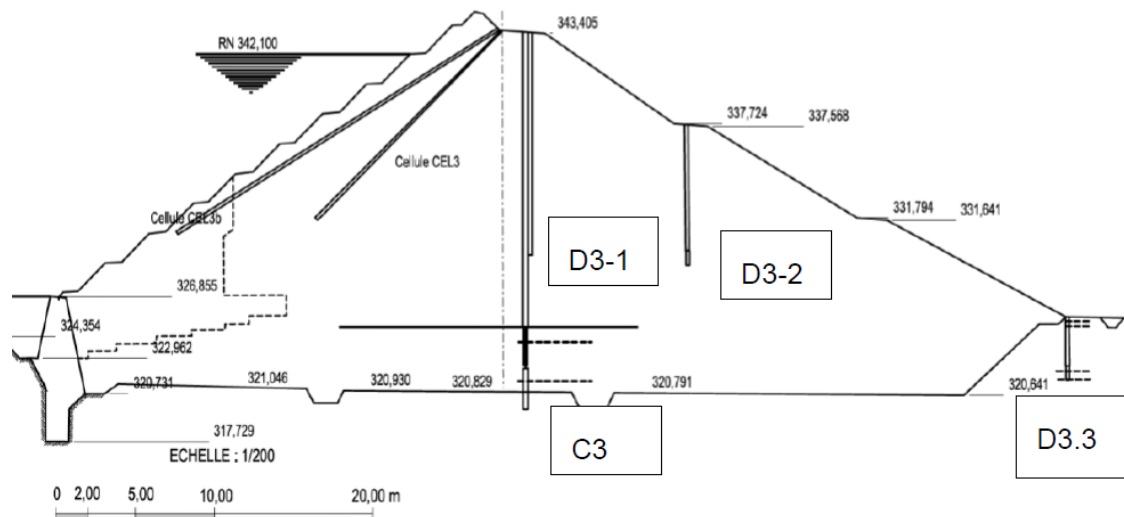


Figure 12-profil piézométrique n°3 (©ISL)

Sept nouveaux piézomètres ouverts installés à l'aval de la tranchée drainante, sont suivis depuis mars 2018.

3.2. Historique des événements marquants

1909 : Glissement du talus amont

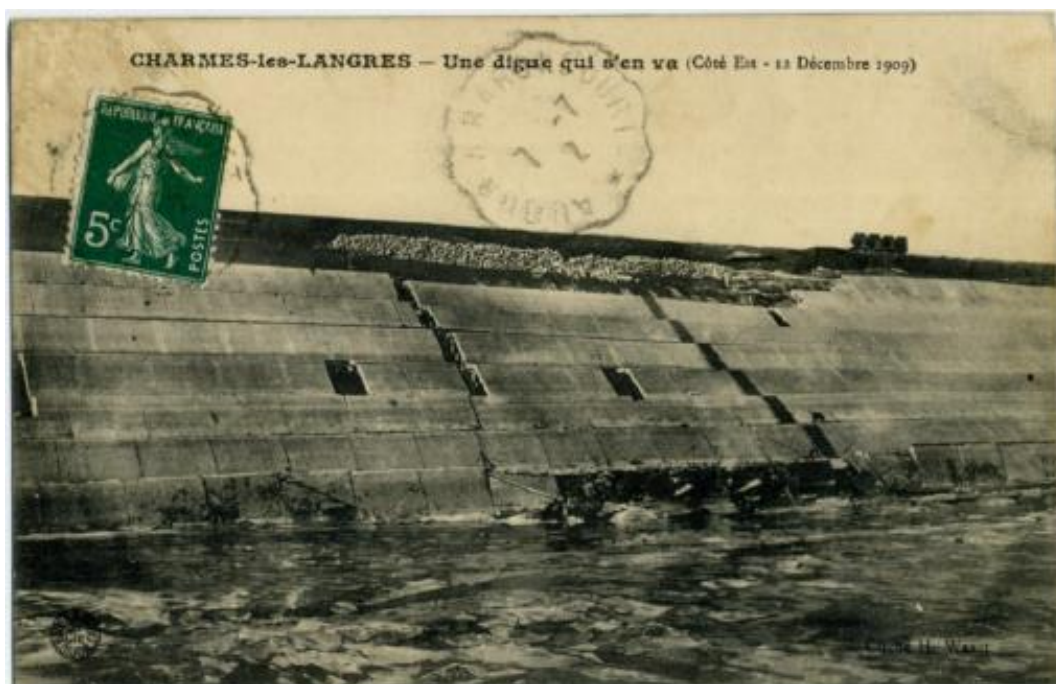


Figure 13 - Vue du glissement du parement amont en 1909 (© chemindeleau.com)

(Pour les photos historiques : <https://chemindeleau.com/Accident-de-la-digue-de-Charmes.html>)

Trois ans après la mise en eau, en 1909, « à la suite d'une vidange un peu rapide, un glissement considérable du talus amont se produisit alors qu'il y avait encore 6 m d'eau dans le réservoir, et se continua progressivement pour ne s'arrêter qu'au bout de cinquante-deux jours ».

La cinétique de cette baisse de plan d'eau n'est pas complètement connue, néanmoins plusieurs éléments permettent de l'estimer. Ainsi la vitesse maximale de baisse du plan d'eau au moment du glissement est de 17 cm par jour et la courbe de cinétique de baisse a pu être retracée jusqu'à la cote 333,2 m, puisqu'après constatation des désordres, la vidange fut interrompue afin de conserver autant que possible l'effet favorable exercé par l'eau sur la partie inférieure du talus.

L'ouvrage fut réparé sur les années 1910 et 1911. Les travaux confortement consistèrent en :

- La réalisation d'éperons en mortier appuyés sur le mur de garde en pied de talus amont (haut jusqu'à 9 sous la crête, de épais de 1,4m, interdistance tous les 15m),
- La purge des matériaux ayant glissé et sa remise en place en additionnant une proportion de gravier pour améliorer le compactage du corroi : 20% dans la partie inférieure du talus ; 5% dans les autres zones reconstruites. Dans la partie inférieure, une adjonction de 0,75% de chaux a été réalisée.

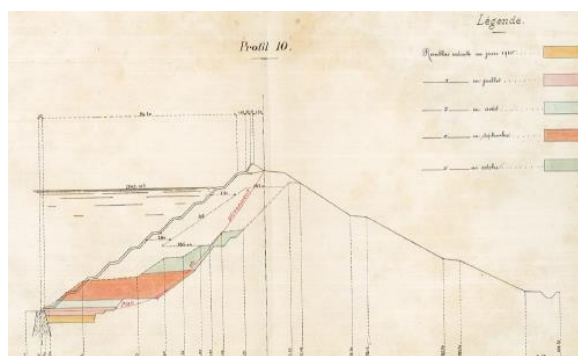


Figure 23 : cinétique de montée des remblais au niveau du profil 10



Figure 22 : état d'avancement des travaux en août 1910 (source : 1.5.2)

Figure 14 : travaux de reconstruction de la partie du talus amont ayant glissé (© chemindeleau.com)

Le glissement et les travaux furent parfaitement documentés (les lignes de glissement, les zones de reprises, les éperons réalisés). L'ouvrage fut remis en service en automne 1911, avec un remplissage jusqu'à sa cote de retenue normale en 3 mois.

1927 : Rédaction de consignes de gestion du plan d'eau

Un nouveau glissement du talus amont a été suspecté fin 1926 suite à des mouvements des dalles de protection amont. Une surveillance renforcée est alors préconisée, et des mesures d'exploitation limitant la vitesse d'abaissement du plan d'eau et interdisant l'exploitation sous la cote 335 Bourdaloue sont rédigées en mai 1927.

1927 : Abaissement contrôlé du plan d'eau

Cette vidange a été réalisée à un rythme contrôlé suite aux instructions ministérielles du 14 mai 1927, à savoir : un rythme qui n'excède pas 16 cm/jour ; des paliers de plusieurs jours (au minimum 7j) ont été observés à l'atteinte de chaque risberme amont avec une vitesse de baisse du plan d'eau de 2 à 3 cm durant ces paliers. Le niveau est descendu sous la plaque indicatrice du « niveau minimum » scellée en 1912 sur la tour de prise d'eau (plaque mise à la cote 335 m).

Années 70-80 : Etudes complémentaires

Des études sont engagées par VNF pour s'assurer de la stabilité des talus amont et aval, sans qu'aucune cause extérieure n'y ait conduit. Les études menées au stade Avant Projet ont montré des insuffisances et ont préconisés la réalisation de travaux de stabilisation, travaux qui n'ont pas été réalisés à cette époque.

2001 : Vidange de la retenue

La retenue a été intégralement vidangée en 2001. La vidange a fait suite à deux années d'études préliminaires qui ont permis d'établir un protocole de vidange. Outre les mesures relatives à la qualité de l'eau et à la vie piscicole, ce protocole définissait : un rythme de vidange jugé acceptable ; un protocole de suivi des niveaux

piézométriques dans la digue et de l'altimétrie du talus amont. La cinétique de vidange est donc parfaitement connue.

L'abaissement du plan d'eau s'est inscrit dans le cadre de deux grandes phases :

- Une phase de pré-vidange (le plan d'eau est abaissé de la cote 342 m jusqu'à la cote 337,3 m correspondant au niveau minimum normal d'exploitation. L'abaissement moyen a été de l'ordre de 5 cm/jour) ;
- Une phase de vidange (avec des abaissements de 10 à 13 cm/j) .

Ci-contre la cinétique de la vidange de 2001 est comparée ci-dessous à celle de 1909 et 1927.

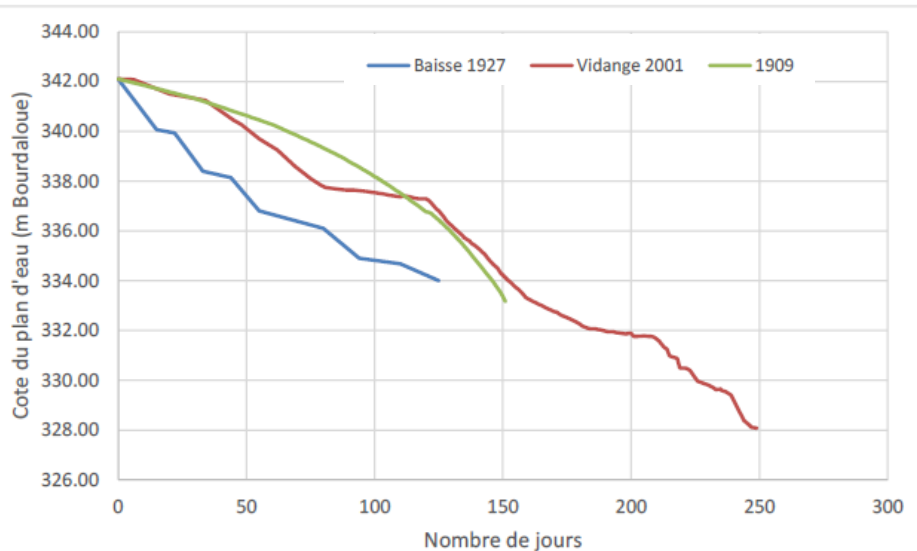


Figure 15- Comparaison de la cinétique de vidange de 2001, 1927 et 1909 (@ISL)

2014 : Etudes de danger

L'EDD de 2014 mis à jour en 2019 indique la difficulté de vérifier, avec les coefficients réglementaires, la stabilité du talus amont pour les cas de vidanges rapides et la stabilité du talus aval pour le niveau de retenue.

Le zonage de parties au sein du barrage, les paramètres intrinsèques géotechniques, ceux de perméabilité et le comportement piézométrique du barrage sont à nouveau (des études en 1976 et 1988, aussi) questionnés.

2019 – Mission de maîtrise d'œuvre et mise en place d'un comité d'experts

Suite à l'EDD de 2019, VNF a confié au bureau d'études ISL une mission de maîtrise d'œuvre destinée à assurer un confortement général de l'ouvrage, comprenant les études de stabilité générale de l'ouvrage. Dans ce cadre, un diagnostic a été réalisé. Ce diagnostic, basé sur les données historiques, confirme le caractère instable des talus amont et aval selon les recommandations du CFBR : La retenue normale fut donc préventivement et à titre provisoire (jusqu'à la fin du diagnostic) abaissée à 340,45 (le seuil des vannes d'empellement de l'EVC).

En parallèle et apport au diagnostic engagé, un comité d'expert a été constitué sur la base de l'article 4.4.4 des recommandations CFBR. Son action vise les étapes suivantes :

- Actualisation des études selon la réglementation actuelle ;
- Approfondissement de la connaissance de l'ouvrage (ses paramètres, son comportement) à partir de reconnaissances complémentaires et d'une analyse exhaustive de la bibliographie existante ;
- Etudes et recalages-vérifications par rapport au vécu de l'ouvrage ;
- Approche modulée et vérifications de l'ouvrage.

3.3. Approfondissement de la connaissance de l'ouvrage - Caractérisation des matériaux du barrage

Campagnes géotechniques

Les calculs de stabilité antérieures au diagnostic de 2019 étaient basés sur les campagnes géotechniques de 1927 et 1988. En 2019-2020, elles sont complétées par 9 sondages carottés, dont 3 en crête sur toute la hauteur de l'ouvrage, 18 essais de perméabilités en forage (6 essais par sondages carottés) et 54 essais au pénétromètre dynamique. Les échantillons prélevés ont fait l'objet d'essais en laboratoire : 21 essais d'identification, 15

sédimentométries ; 9 essais triaxiaux CD ; 12 essais de cisaillement CD ; 15 mesures de perméabilité à l'oedomètre ; 13 mesures de masse volumique.

Identification des matériaux

Les essais d'identification réalisés en 2020 sont cohérents avec les analyses menées en 1988. On note toutefois des teneurs en eau un peu plus fortes (en moyenne $w_{n2020} = 24\%$ pour $w_{n1988} = 22\%$).

Cohésion et angle de frottement

- Teneur en carbonate

La teneur en carbonate varie de 2 à 14% sur les 9 essais réalisés. Ces teneurs en carbonate ne sont pas de nature à justifier un angle de frottement supérieur à 30° .

- Essais Triaxiaux

Sept essais triaxiaux consolidés drainés ont été réalisés dans le matériau du remblai.

Les pressions de confinement de 0,1 MPa, 0,2 MPa et 0,3 MPa correspondent respectivement à une pression équivalente à 5, 10 et 15 mètres de remblai.

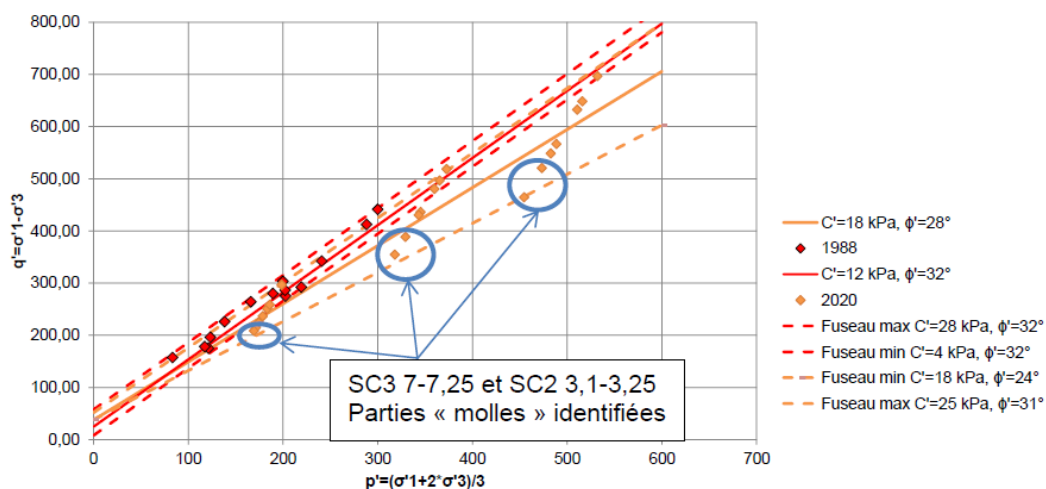


Figure 16 - diagramme (p, q) pour les deux campagnes et un critère de rupture à 10% (©ISL)

Ces essais ont fait l'objet d'une analyse qui a permis de conclure que :

- Le choix d'un critère de rupture à 10 % de déformation est cohérent avec les critères de rupture retenus par les géotechniciens et permet de représenter les résultats des essais de 1988 et de 2019 sur un même graphique.
- L'influence de la teneur en eau sur les résultats des essais n'est pas nettement identifiée.
- Des zones de moindres caractéristiques sont observées dans les zones molles identifiées dans les carottages (SC2 3.1-3.25 et SC3 7-7.25). Ces essais permettent de caractériser les zones molles identifiées à partir des pénétromètres dynamiques.
- Plusieurs couples c' / ϕ' peuvent être retenus, sans qu'il soit possible d'en retenir un particulièrement. Des études complémentaires doivent donc être menées pour déterminer plus précisément les caractéristiques en cisaillement des matériaux.

Pour des contraintes faibles (<150 kPa), les deux campagnes conduisent à des paramètres de résistance assez proches. Pour des contraintes de confinement plus élevées, la campagne de 2020 conduit à des paramètres de résistance plus faibles que ceux de la campagne de 1988. Il est à noter que deux essais ont été réalisés dans les zones « molles » identifiées dans les carottes et les pénétromètres dynamiques de 2020. Il n'est pas observé de différence marquée entre les essais réalisés dans le remblai d'origine et ceux réalisés dans le remblai additionné de graviers.

- Boite de Casagrande

Les résultats (9 essais) des cohésions effectives et de l'angle de frottement semblent relativement homogènes. Ils sont élevés et diffèrent fortement des valeurs déterminées précédemment au moyen des essais triaxiaux et cela particulièrement pour les valeurs d'angle de frottement et de cohésion effective déterminés à partir des

essais triaxiaux de 2020. Il n'est pas observé de différence marquée entre les matériaux présentant 15 à 20% de gravier et le matériau d'origine en termes de caractéristiques mécaniques.

Perméabilité

Trois types d'essais de laboratoire ont été réalisés. Le matériau présente une perméabilité comprise entre $4 \cdot 10^{-9}$ m/s et $2,1 \cdot 10^{-11}$ m/s sans qu'il ne soit mis en évidence une influence de la profondeur et de la teneur en gravier. Des essais in situ ont montré des valeurs plus importantes de perméabilité.

Pénétrromètres et consistance

La consistance des différentes couches de sol a été analysée par croisement de différentes informations :

- A partir des courbes de log de la campagne de 2019, qualitativement à partir des informations renseignées par les sondeurs et par analyse des essais au pénétromètre de poche réalisés sur les carottes ;
- A partir des pénétromètres dynamiques motorisés réalisés en crête ;
- A partir des pénétromètres dynamiques légers PANDA réalisés sous le parement amont.

Une zone de faible résistance située sous le fond de fouille des travaux de 1910-1911 de réparation du talus amont est identifiée. Il est possible que le matériau ayant glissé n'ait pas été complètement purgé, expliquant cette zone de faible résistance. Une zone de plus faible résistance est alors considérée sous la ligne de fond de fouille des travaux de phase 1 dans la partie pentée.

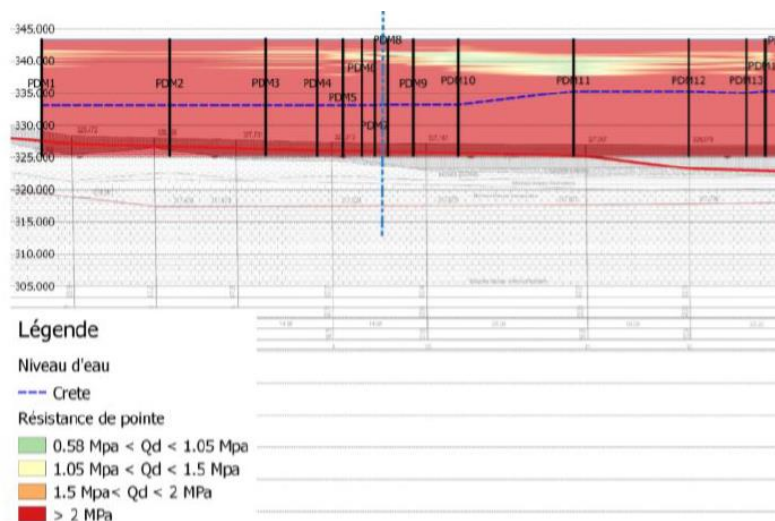


Figure 17 - identification des zones de moindre consistance à partir des résultats des pénétromètres dynamiques (@ISL)

Une résistance modérée est observée jusqu'à 3,5 m sous le parement amont, dans la zone de marnage.

3.4. Approfondissement de la connaissance de l'ouvrage -Modèle hydraulique

L'analyse documentaire et les essais réalisés conduisent à des gammes de valeurs ci-contre.

	Teneur en eau (%)	Perméabilité horizontale	Anisotropie
Argiles d'origine	20 à 25	10^{-8} à 10^{-10}	$\frac{K_v}{K_h} = 0,1$ à 1
Argiles gravier 5%	20 à 25	10^{-8} à 10^{-10}	$\frac{K_v}{K_h} = 0,1$ à 1
Argiles gravier 20%	20 à 25	10^{-7} à 10^{-9}	$\frac{K_v}{K_h} = 0,1$ à 1
Argiles de fondation	Identique au remblai d'origine		
Marnes altérées	15 à 20	10^{-5} à 10^{-7}	$\frac{K_v}{K_h} = 0,01$ à 1
Marnes bleues compactes	10 à 15	10^{-11}	$\frac{K_v}{K_h} = 1$

Figure 18 : gammes de valeurs proposées à l'issue de l'analyse documentaire et des reconnaissances

L'anisotropie en fondation se justifie par le feuilletage des marnes et par le caractère alluvionnaire des argiles intercalées. L'anisotropie en remblai se justifie par la montée du remblai par couches de 15 cm. Celle-ci se vérifie par une plus faible perméabilité dans les essais en laboratoire que dans les essais en place.

La perméabilité horizontale est évaluée à partir des essais en eau en place.

Les perméabilités sont ensuite calées à l'aide des données piézométriques acquises depuis 1993, et plus particulièrement sur les données de la vidange de 2001 et l'année 2014.

Les paramètres hydrauliques aboutissant au meilleur calage sont les suivants :

	Perméabilité horizontale à saturation	Anisotropie	Teneur en eau à saturation	Compressibilité	Type fonction
Remblai d'origine	5,00E-09	0,5	0,3	1,00E-05	Sat/ins
5% gravier	1,00E-08	1	0,25	1,00E-05	Sat/ins
20% gravier	2,00E-08	1	0,25	1,00E-05	Sat/ins
Remblai contact fondation	5,00E-10	0,1	0,3	1,00E-05	Sat/ins
Argiles graveleuses	5,00E-08	1	0,17	1,00E-05	Saturé
Marnes très altérées	5,00E-06	0,5	0,18	1,00E-05	Saturé
Marne compactes	1,00E-13	1	0,12	1,00E-05	Saturé
Colmatage amont, avant vidange	2,00E-10	1	0,2	1,00E-05	Saturé
Colmatage amont, après vidange	2,00E-9	1	0,2	1,00E-05	Saturé
Mur de garde	1,00E-8	1	0,2	1,00E-05	Saturé

Figure 19 - paramètres hydrauliques du modèle d'écoulement (©ISL)

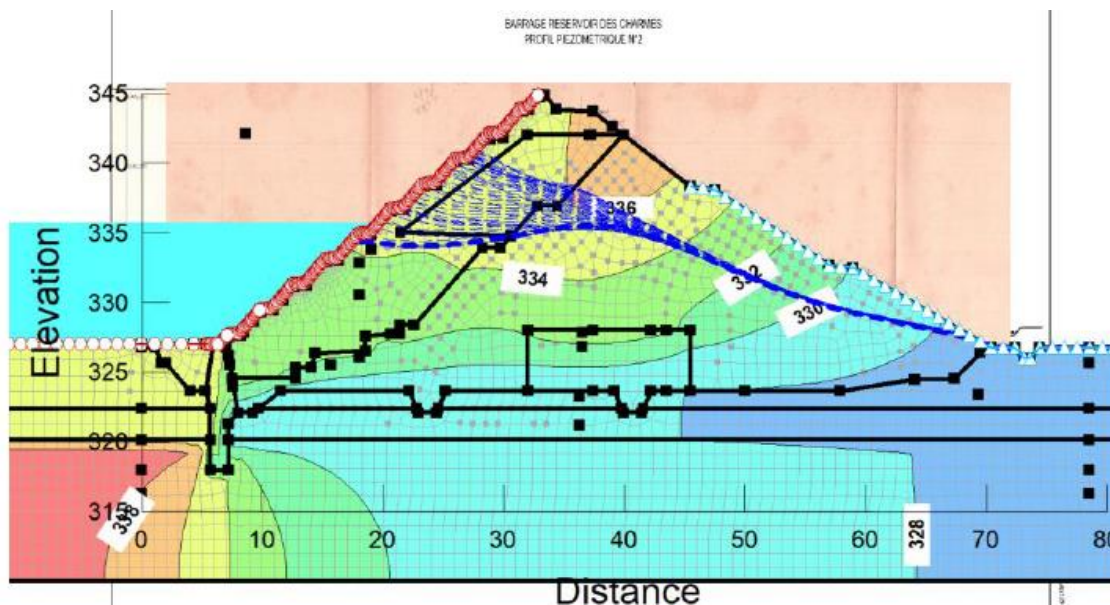


Figure 20- Niveau piézométrique dans le remblai en fin de baisse du plan d'eau de 2014 (©ISL)

Les relevés sur les cellules de pression amont montrent une modification brutale de leur comportement suite à la vidange de 2001, avec une plus forte sensibilité à la cote de la retenue après la remise en eau. Cette sensibilité décroît dans le temps pour revenir actuellement à des niveaux similaires à ceux antérieurs à 2001.

Cette modification de sensibilité est supposée liée au lessivage des matériaux déposés sur le parement amont sous la cote 335 lors de la vidange, matériaux augmentant l'étanchéité du parement amont. Les consignes d'exploitation interdisant toute vidange sous la cote 335, une forte accumulation de sédiments a pu s'opérer (et continue de s'opérer actuellement). Au-dessus la cote 335, l'exploitation régulière limite l'accumulation de ces sédiments, ceux-ci étant lessivés par le marnage et les pluies lorsque le parement est exposé. La ligne piézométrique atteinte dans le corps de l'ouvrage après vidange est plus importante qu'avant la vidange : cette situation est donc plus pénalisante.

Deux calages ont donc été réalisés : un calage sur les données actuelles, avec un parement amont dit « colmaté », et un calage sur les données après vidange de 2001, avec un parement amont dit « décolmaté ». La retenue pouvant être à nouveau colmaté à l'avenir, les deux situations d'écoulement hydrauliques sont étudiées par la suite.

Le comportement général identifié par les données d'auscultation est bien retranscrit, notamment au niveau des cellules placées sous le talus amont.

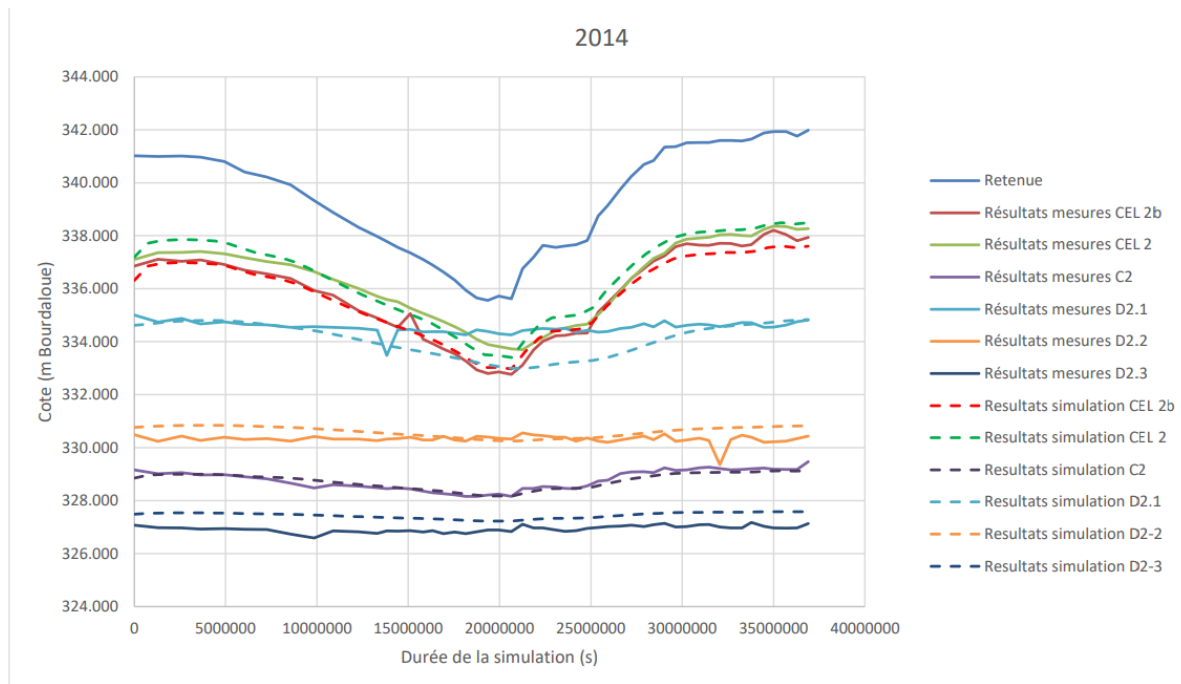


Figure 21 - : illustration du calage sur la baisse du plan d'eau de 2014 (©ISL)

3.5.Approfondissement de la connaissance de l'ouvrage -Modèle géomécanique

Les essais en laboratoire n'ayant pas permis de fixer précisément les caractéristiques, celles-ci sont affinées par des rétro-calculs réalisés sur des situations déjà vécues par l'ouvrage.

Les calculs sont menés sans coefficients partiels sur les matériaux.

Un premier calcul sur la rupture de 1909 permet de déterminer ceux conduisant à la rupture de l'ouvrage. Ces paramètres sont ensuite également appliqués dans les zones reconstruites sur le talus amont (hors zone molle pour laquelle une cohésion nulle est considérée).

Un second calcul en régime permanent à retenue normale est réalisé pour vérifier l'absence de glissement du talus aval (absence de signes de glissement vérifiée depuis la construction du barrage).

Une vérification est ensuite effectuée pour les vidanges de 1927 et 2001, pour lesquelles la cinétique de vidange est connue et aucun signe de désordre n'a été observé.

Justification du modèle géotechnique par modélisation de la rupture de 1909

La modélisation considère le barrage dans sa configuration d'origine : talus amont non colmaté, matériau d'origine sur tout le barrage, sans zonage.

Les calculs sont effectués avec plusieurs couples de cohésion et d'angle de frottement :

- Cohésion = 3 kPa, angle de frottement = 30° ;
- Cohésion = 4 kPa, angle de frottement = 29° ;
- Cohésion = 5 kPa, angle de frottement = 28° ;
- Cohésion = 6 kPa, angle de frottement = 27°.

Les cercles obtenus pour des matériaux de plus faible cohésion sont les plus superficiels, et s'éloignent des cercles observés lors de la rupture de 1909. Les couples correspondants à ces plus faibles cohésions ne sont pas retenus pour paramétrer le matériau constituant le remblai.

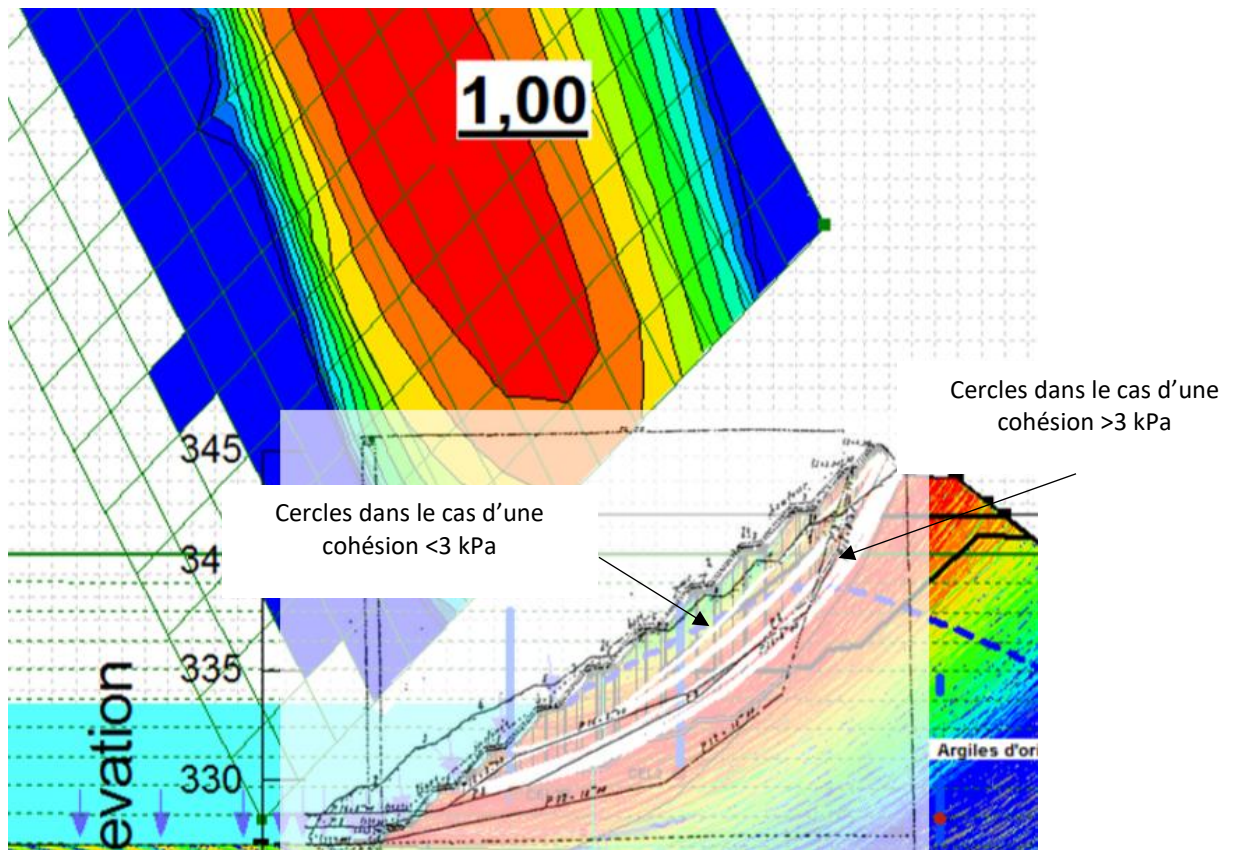


Figure 22 : Superposition du modèle de calcul (lignes blanches) et des cercles de rupture historiques (lignes noires brisées) (@ISL)

Justification du modèle géotechnique par vérification de la stabilité du talus aval à retenue normale

Les couples précédemment retenus sont utilisés pour vérifier la stabilité du talus aval, en considérant la retenue normale historique (342,10 m), en régime permanent. Pour chaque cas, deux modélisations sont réalisées : une considérant la partie basse du parement amont colmatée, une autre la considérant décolmatée.

Les facteurs de sécurité obtenus de ces modélisations sont rassemblés dans le tableau ci-dessous :

Cohésion (kPa)	Angle de frottement (°)	Sans colmatage amont	Avec colmatage amont
3	30	1,16	1,20
4	29	1,14	1,18
5	28	1,13	1,16
6	27	1,11	1,14

Figure 23 - facteurs de sécurité obtenus pour la stabilité du talus aval à retenue normale

Valeurs retenues

Il est retenu un angle de frottement de 28° et une cohésion de 5 kPa : l'angle de frottement de 28° est l'angle médian des essais de laboratoires et il concorde avec une cohésion de 5 kPa correspondant aux cercles de glissement les plus profonds de 1909.

Vérification pour la baisse de 1927 (absence de désordres)

Il faut en 1927 considérer la présence des éperons en mortier en bas du parement amont du barrage, dont les caractéristiques mécaniques sont inconnues. Elles sont supposées être les suivantes de manière prudente : $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$; $c' = 100 \text{ Kpa}$; $\varphi' = 40^\circ$.

La prise en compte des éperons est effectuée en linéarisant ces paramètres (γ ; c' ; ϕ') sur la zone où se situent les éperons, dans le remblai d'origine et le remblai à 20% de graviers, dont les paramètres mécaniques sont pour tous deux : $\gamma = 20,5 \text{ kN/m}^3$; $c' = 5 \text{ Kpa}$; $\phi' = 28^\circ$. Les paramètres obtenus pour la zone éperonnée sont donc : $\gamma = 20,6 \text{ kN/m}^3$; $c' = 13,9 \text{ Kpa}$; $\phi' = 29,3^\circ$.

Dans le cas considérant les éperons, les cercles critiques mais stables sont situés dans la partie supérieure non renforcée.

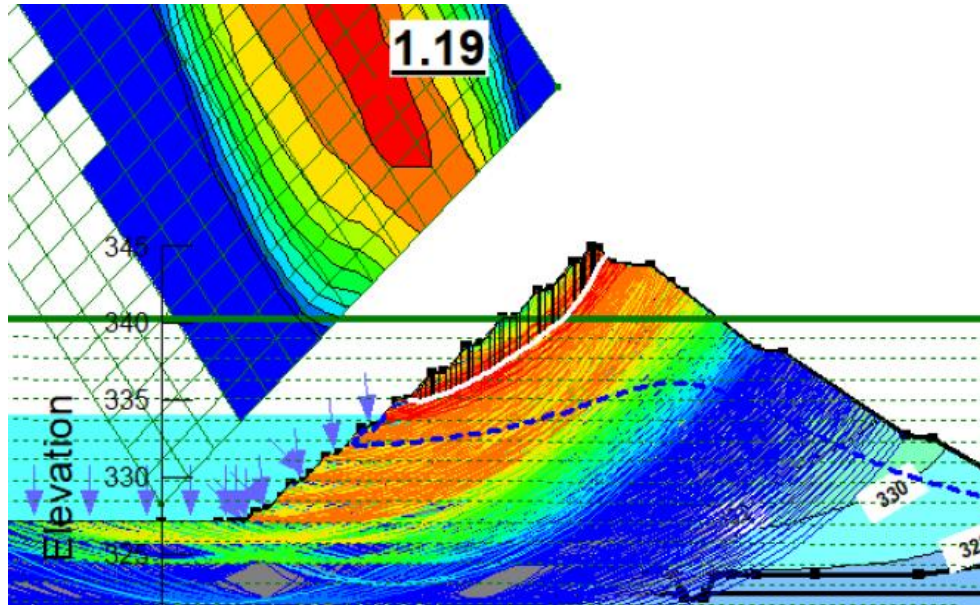


Figure 24 - Vérification du modèle géomécanique pour la baisse de 1927 (©ISL)

Vérification pour la vidange de 2001 (absence de désordres)

Là encore, deux modélisations (avec et sans éperons) sont réalisées pour vérifier l'absence de glissement pour la baisse de 2001. Il est constaté une amélioration de la stabilité avec les éperons (sécurité passe de 1,09 à 1,18) mais le cercle défavorable passe cette fois-ci sous les éperons.

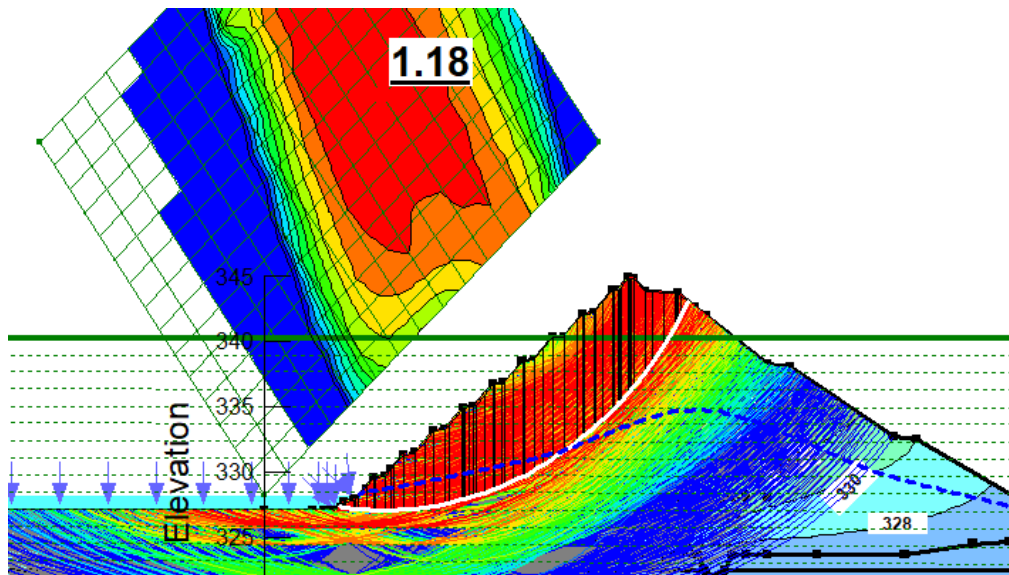


Figure 25 - Vérification du modèle géomécanique pour la vidange de 2001 (©ISL)

3.6. Modulation des coefficients partiels

Les recommandations CFBR relatives aux barrages en remblais (article 4.4.4), permettent de justifier la stabilité d'ouvrages existants et sans pathologie en tenant compte de leur bon comportement passé.

Devant le très bon comportement de l'ouvrage passé, VNF a souhaité mettre en place une telle démarche et le comité d'expert a, après toutes les campagnes de caractérisations, proposé une modulation (par rapport aux valeurs CFBR) des coefficients partiels et de modèle pour les différentes situations rencontrées par l'ouvrage, comme suit :

			Situations	Coefficients partiels γ_m	Coefficient de modèle γ_d	Modulation "sécurité publique" (*)	FSD
hypothèse de référence $c' = 5 \text{ kPa}$	talus amont	(1a)	exploitation normale	1.25 (idem CFBR)	1.05 **	0.9	1.2
	talus amont	(2a)	vidange rapide	1.10 (idem CFBR)	1.20 (idem CFBR)	0.9	1.2
	talus aval	(3a)	situation normale	1.25 (idem CFBR)	1.05 **	1	1.3
	talus aval	(4a)	exceptionnelle de crue (pas de dérogation)	1.10 (idem CFBR)	1.20 (idem CFBR)	1	1.3
	talus aval	(5a)	extrême de crue (pas de dérogation)	1.0 (idem CFBR)	1	1	1
calcul de sensibilité $c' = 0 \text{ kPa}$	talus amont	(1b)	exploitation normale	1.25->1.10 ***	1.05 **	0.9	1
	talus amont	(2b)	vidange rapide	1.10 (idem CFBR)	1.20->1.00 ***	0.9	1
	talus aval	(3b)	situation normale	1.25->1.10 ***	1.05 **	1	1.2
	talus aval	(4b)	exceptionnelle de crue (pas de dérogation)	1.10->1.00 ***	1.20 (idem CFBR)	1	1.2
	talus aval	(5b)	extrême de crue (pas de dérogation)	1.0 (idem CFBR)	1.10->1.00 ***	1	1
(*) : cf eurocodes entre constructions CC3 et CC2 (**) 1.05 (déjà vécu dans le passé, à plusieurs reprises) (***) car calcul de sensibilité							

Figure 26 - Coefficients partiels et de modèle modulés (@ISL)

Les calculs sont réalisés pour l'hypothèse de référence ($c' = 5 \text{ kPa}$ dans le remblai). Une analyse de sensibilité est réalisée pour évaluer l'impact qu'aurait une perte complète de cohésion dans le remblai, jugeant toutefois ce cas accidentel et justifiant ainsi un abaissement des coefficients globaux de sécurité FSD.

3.7.Vérifications de la stabilité en situation actuelle

Talus amont – une méthodologie particulière

Le confortement du talus amont est une opération difficile et couteuse : elle nécessite une vidange de la retenue, un curage des sédiments déposés et doit s'adapter à la présence de la tour de prise et du dallage en béton armé. L'abaissement de la retenue met par ailleurs en péril l'exploitation du canal et l'alimentation en eau potable de la ville de Langres, la retenue étant une source de secours d'alimentation. Devant ces difficultés, VNF a fait le choix de proposer un abaque d'exploitation et de surveillance du talus amont, reliant le niveau de la retenue aux mesures de pressions interstitielles.

- Situations d'exploitation

L'abaque est réalisé en simulant l'ensemble des situations rencontrées par l'ouvrage depuis 2001, y compris la vidange, des situations fictives de vidange rapide (diminution de la charge par 2 en 8 jours) et des situations fictives d'abaissement du plan d'eau à diverses vitesses (5, 10 et 20 cm par jour) et en calculant pour chacune de ces situations le coefficient de sécurité obtenu.

Ces simulations sont réalisées avec le jeu de paramètre nominaux (28° ; 5 kPa) et un jeu de paramètres défavorables (28° , 0 kPa), jugé accidentel.

Il en ressort le graphique suivant avec les iso valeurs de facteur de sécurité de tous les calculs réalisés sur le talus amont, en fonction de l'évolution de la cote du plan d'eau et des mesures aux cellules proches du parement amont, montrant un domaine d'exploitation stable et un domaine instable.

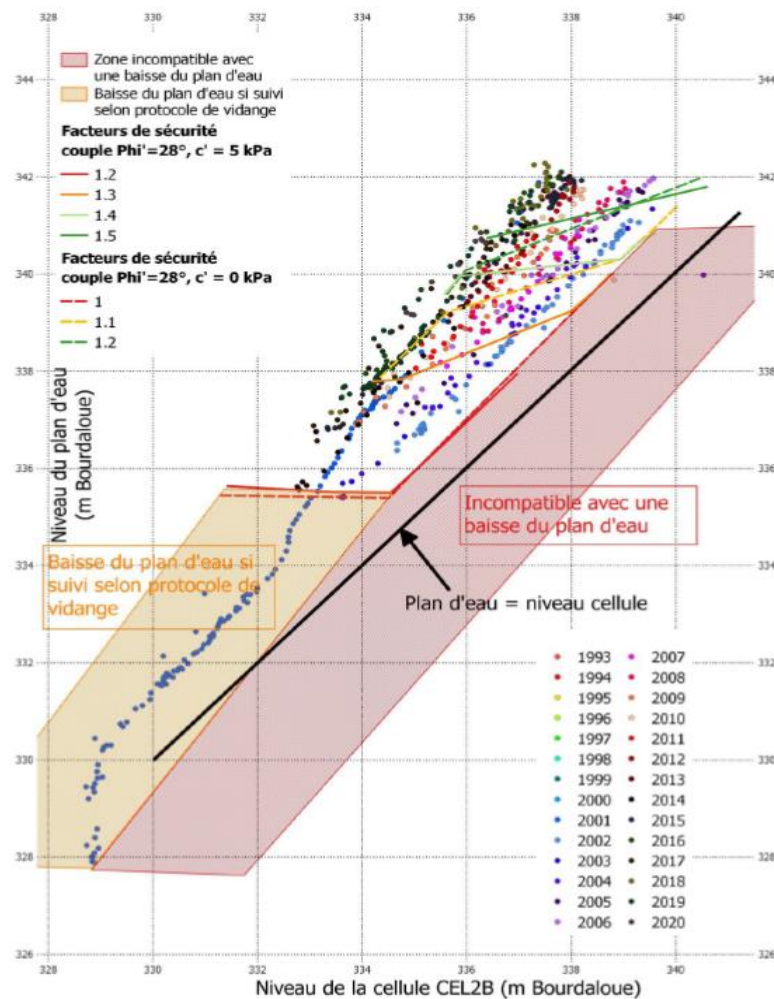


Figure 27 - Abaque du domaine de stabilité du parement amont(©ISL)

Lecture de l'abaque : pour une cote de plan d'eau de 338 Bourdaloue, la cote mesurée à la cellule CEL2B doit être inférieure à la cote 337 pour rester dans le domaine stable.

Cet abaque permet de montrer les points suivants :

- Les situations historiques reportées sont situées essentiellement dans la zone stable définie par un facteur de sécurité supérieur à 1,2 en prenant en compte la cohésion et 1,0 dans le cas de perte complète de cohésion. Cela explique le bon comportement actuel de l'ouvrage ;
- La vidange de 2001, réalisée selon un protocole et une surveillance stricte permet de délimiter une zone de baisse du plan d'eau autorisée à condition de suivre un protocole de vidange strict.

Le talus amont est d'autant plus stable que :

- La cote du plan d'eau est haute ;
- La partie basse du talus amont est colmaté, comme le montrent les années 2002, 2003 et 2004 successives à la vidange les plus proches de la zone instable.

La cote d'exploitation minimale est située entre 335 et 336 m en période normale.

Muni de cet abaque, l'exploitant peut en temps réel déterminer la situation de l'ouvrage par un relevé des cellules de pression et de la cote du plan d'eau, et prendre des mesures correctrices (fermetures des vannes pour limiter la vidange par exemple)

- Situations rares ou transitoires

La situation rare ou transitoire considérée pour le talus amont correspond à l'abaissement de la charge dans la retenue par 2 en 8 jours : le plan d'eau évolue de la RN 342,10 m au niveau 337,67 m en 8 jours, correspondant à un débit sortant de 10,00 m³/s et une vidange au rythme de 55 cm/jour.

Il faut souligner que la rupture d'une vanne de fond (scénario correspond à l'évènement redouté central n°5 étudié dans l'EDD) provoquant une évacuation du plan d'eau à un débit de $8,58 \text{ m}^3/\text{s}$, est moins pénalisante que l'abaissement du plan d'eau pour abaisser la charge par deux en 8 jours.

La situation décruée suite à une crue conduisant à PHE n'est pas la situation la plus pénalisante, le remblai n'ayant pas le temps de se saturer et la ligne d'eau de s'élever dans le corps du remblai.

Le coefficient de sécurité global diminue avec la vidange, pour atteindre une valeur de 1.2 environ au bout de 7 jours, et un coefficient de 1 au bout de 8 jours si la cohésion est nulle.

Il faut considérer l'évolution du coefficient de stabilité avec le temps, c'est-à-dire au cours de la vidange.

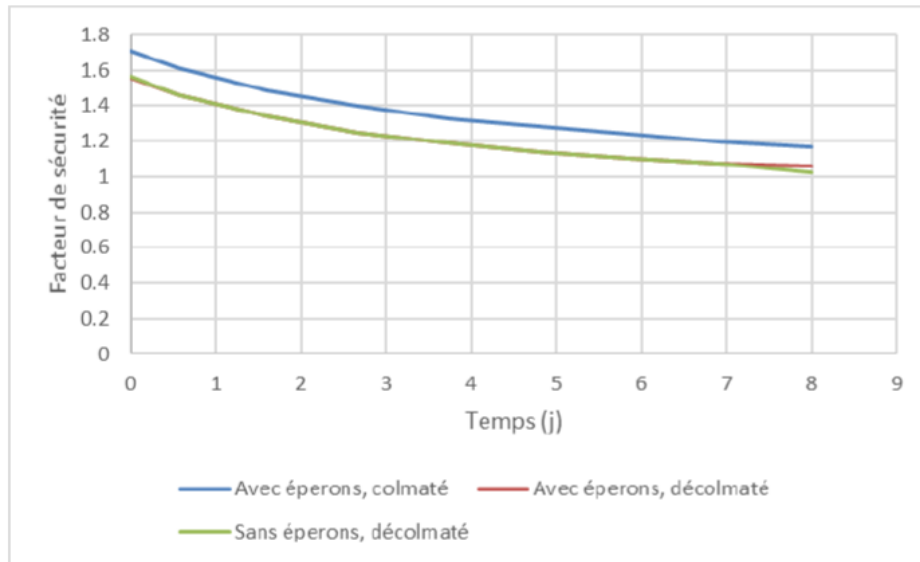


Figure 28- Evolution du facteur de sécurité en fonction du temps pour l'abaissement de la charge par 2, avec cohésion et parement amont colmaté (@ISL)

En dehors du cas de vidange rapide, il est observé un impact modéré de la vitesse de vidange sur la stabilité :

- Pour des vitesses de vidange correspondant à l'exploitation actuelle du plan d'eau (type 2014, 3 cm/j), le facteur de sécurité pour une cote de plan d'eau donnée est très semblable à celle d'un plan d'eau permanent ;
- Ce point est également observé pour des vitesses de vidange allant jusqu'à 5 à 10 cm/j , avec une nuance sachant que le modèle d'écoulement a été calé pour des vitesses allant jusqu'à 5 cm/j au maximum ;
- l'impact de la vitesse de vidange est en revanche très nette pour le cas d'abaissement de la charge par deux en 8 jours.

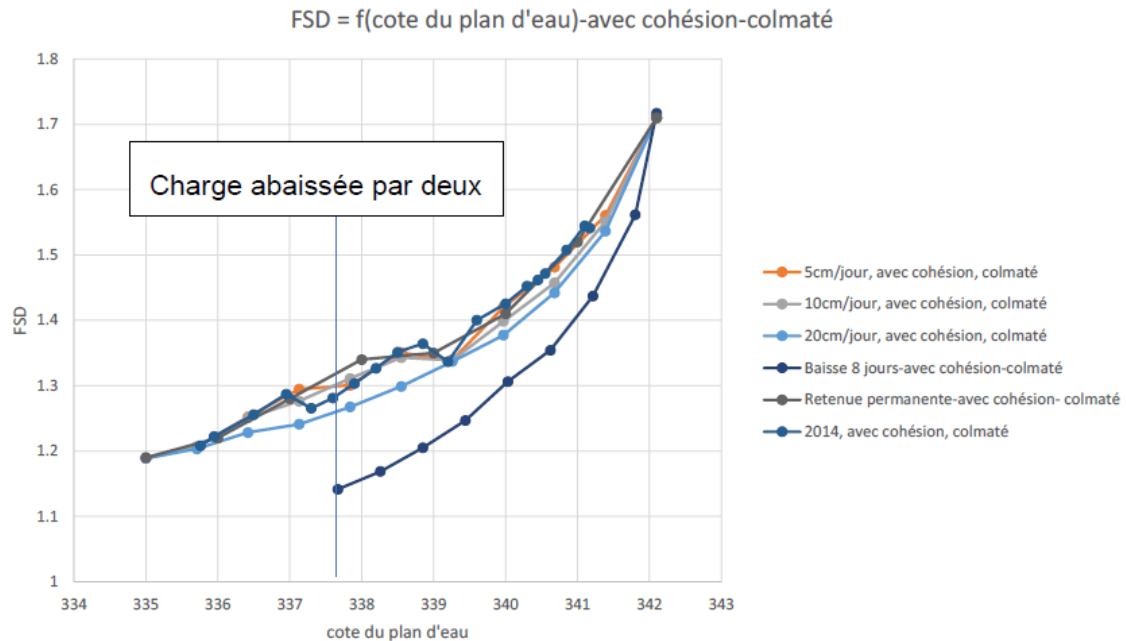


Figure 29 - parement amont, facteur de stabilité (FSD) lors des baisses du plan d'eau (©ISL)

- Bilan

La stabilité du barrage est assurée en vidange rapide, en situation normale d'exploitation à cote constante et en situation d'exploitation moyennant le respect de l'abaque de stabilité.

Talus aval

Situation normale ou durable d'exploitation :

L'étude menée sur le parement aval montre qu'il est instable, y compris en tenant compte de la modulation des coefficients de sécurité : le coefficient global de sécurité est, au mieux, de 1.16 pour 1.3 recherché en approche modulée. Cela est dû à la ligne piézométrique relativement haute dans le corps de l'ouvrage.

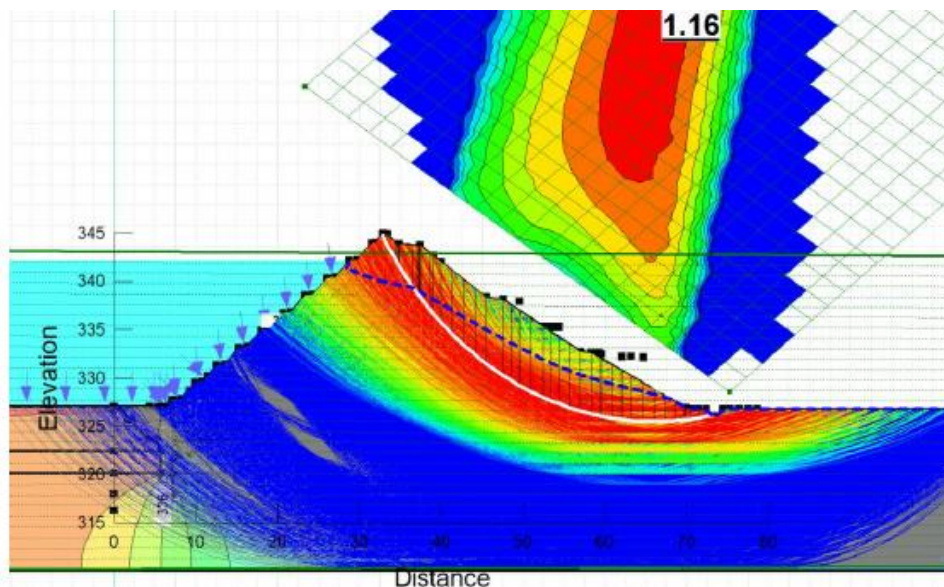


Figure 30 -Facteur de sécurité globale à retenue normale, parement amont colmaté (©ISL)

Situation rare et extrême :

Les crues ne sont pas assez longues pour que la ligne piézométrique en aval soit modifiée. Les coefficients globaux obtenus en crue sont identiques à ceux obtenus à retenue normale.

Bilan :

Le talus aval, réputé instable malgré la modulation des coefficients de sécurité, nécessite un confortement.

Interprétation des résultats

On observe qu'à la fois pour le talus amont et le talus aval, la situation la plus défavorable est lorsque le talus amont est décolmaté. La vigilance (par surveillance des cellules présentes en retrait du talus amont) doit donc être accrue suite à un fort abaissement du plan d'eau (sous la cote 336 m), par exemple les années suivantes la vidange de la retenue.

Par ailleurs, les crues ont peu d'influence sur le niveau piézométrique en raison de leur durée restreinte.

Concernant le talus aval :

Si les recommandations du CFBR en termes de vidange de sécurité ne sont pas strictement respectées, le risque de glissement du talus amont apparaît néanmoins acceptable :

- L'analyse historique montre qu'un glissement du talus amont de grande ampleur s'est produit en 1909 sans conséquence notable sur les avalisants, malgré la survenue de la crue historique de 1910 pendant la reconstruction du talus ;
- De ce glissement ont fait suite : une vigilance accrue de la part de l'exploitant vis-à-vis des vitesses de vidange ; un confortement du pied par des éperons et un ajout de graviers ;
- L'absence de signe de glissement du talus aval ou d'autres signes annonciateurs durant les 100 dernières années d'exploitation est encourageant vis-à-vis de la nécessité d'avoir recours à une vidange de sécurité ;
- Un dispositif d'auscultation adapté est en place sur le talus amont ;
- Les calculs montrent qu'il est possible d'abaisser la charge par deux à un rythme élevé (plus de 20 cm/j) si le talus amont est colmaté et un rythme modéré (environ 5 cm/j) si le talus amont est décolmaté.
- Des consignes de surveillance du talus amont sur la base de l'abaque seront mises en oeuvre. Une courbe type d'abaissement du plan d'eau en cas de nécessité d'abaisser la charge sur l'ouvrage figurera dans ces consignes.

Concernant le talus aval, compte-tenu des risques pour les avalisants et des écarts avec les objectifs (modulés) visés, une solution de confortement est étudiée au chapitre suivant.

3.8. Confortement aval

Pour le talus aval, les confortements ont pour objectif d'atteindre un facteur de sécurité en situation normale de 1,3 (FSD « modulé ») pour l'hypothèse de référence, et de 1,2 pour le calcul de sensibilité.

Compte tenu des disponibilités foncières du fait de la présence d'une ferme en aval immédiat, le confortement étudié a pour principe un massif, d'une épaisseur de 5 m environ en pied, qui rejoint le talus actuel au-dessus la première risberme. L'exploitation est ainsi possible par la risberme nouvellement créée et en pied de l'ouvrage, la limite parcellaire étant située à 10 m du pied aval actuel.

Le matériau d'apport est un remblai granulaire disponible localement, de cohésion nulle, d'angle de frottement 35° et de densité 2.2.

Ce confortement permet d'obtenir des FSD pour la situation normale RN 342.10 de 1,37 ($c'=5$ kPa, parement amont colmaté) (1,34 décolmaté) et 1,24 ($c'=0$ kPa, colmaté) (1,20 décolmaté).

Les facteurs de sécurité recherchés en démarche modulée de 1,3 (1,20 pour la sensibilité $c'=0$ kPa) sont donc atteints.

Cet engraissement nécessite de rehausser l'ensemble des piézomètres présents en pied de l'ouvrage actuel.

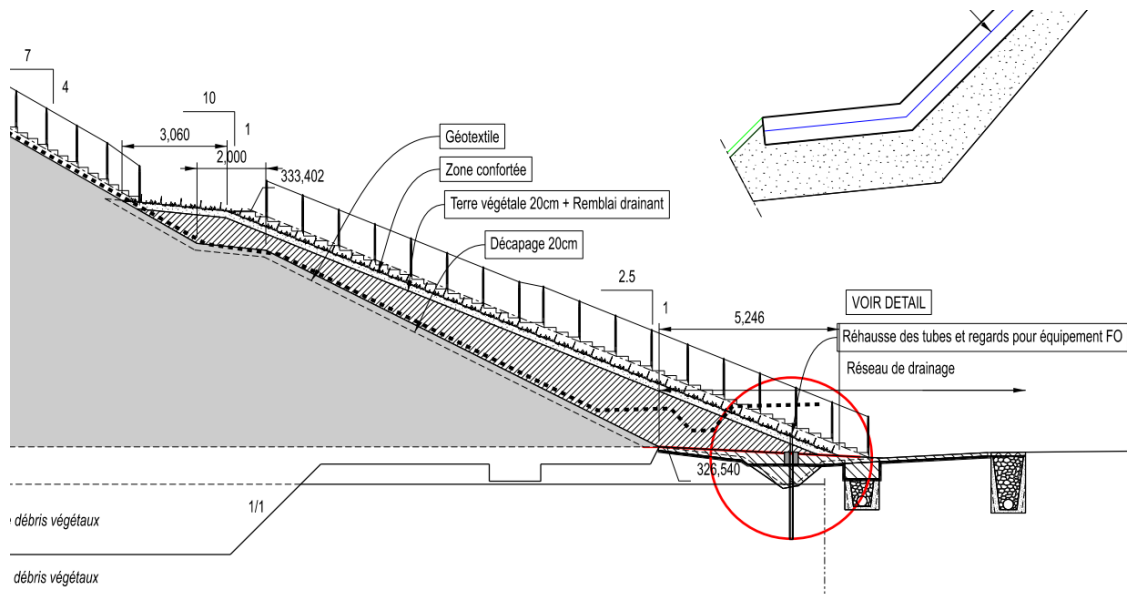


Figure 31 - Coupe sur l'engrèvement aval proposé(©ISL)

3.9. Avancement des études, validations

La démarche présentée ci-avant a fait l'objet d'échanges avec les services de contrôles SOH.

L'AVP de ce projet de confortement du barrage de Charmes a été instruit et reçu un avis de l'administration de contrôle, qui accepte le principe d'exploitation pour le talus amont mais demande des compléments pour le talus aval y compris en termes de valeurs de sécurité atteints avec le confortement aval du fait des risques plus importants pour les avalisants.

3.10. Bilan

L'approche proposée, basée sur une solide documentation de l'ouvrage, des reconnaissances géotechniques robustes et un bon comportement général, permet de limiter le volume des travaux tout en garantissant un niveau de sécurité important sur l'ouvrage : le jeu en vaut donc la chandelle.

REMERCIEMENTS

Les auteurs de la partie de l'article concernant le barrage de Charmes remercient l'administration et le comité d'expertise composé de :

- Loïc COTTIN, retraité de l'administration, étant intervenu pendant plusieurs années au sein du BETCGB (aujourd'hui PONSCH) comme appui technique auprès du service de Contrôle,
- Edouard DURAND, Directeur adjoint du Laboratoire de Blois du CEREMA, Expert Géotechnique et Risques Naturel,
- Jean Jacques FRY, retraité et ancien expert d'EDF, Président du club européen de l'ICOLD,
- Luc DEROO, expert barragiste à ISL Ingénierie.