

# Réhabilitation du barrage des Plats

## *Rehabilitation of "Les Plats" dam*

Marc HOONAKKER

BETCGB, 44 avenue Marcelin Berthelot, 38030 Grenoble Cedex 2  
marc.hoonakker@developpement-durable.gouv.fr

Alain JENSEN, Pierre CAZENAVE

STUCKY France, 180, rue Guy Arnaud, 30900 NIMES  
a.jensen@stucky.fr p.cazenave@stucky.fr

Isabelle CLEMENT

Syndicat des Barrages, Place du Breuil, 42702 FIRMINY  
i.clement@ville-firminy.fr

### MOTS CLÉS

Barrage, voûte, comportement, auscultation, fissure, température, confortement, BCR

### RÉSUMÉ

*Implanté au sud de Firminy, le barrage des Plats est un barrage-voûte de 21,20 m de hauteur construit en 1958 qui était destiné à l'alimentation en eau potable. Ce barrage n'avait jamais été vidé avant l'automne 2005. Suite à un épisode de froid intense intervenu en novembre 2005, à retenue vide, le barrage s'est déclavé. Pour éviter tout risque de mise en charge, les autorités ont alors imposé l'ouverture d'un pertuis de 10 m<sup>2</sup> de section au pied de la voûte permettant d'assurer le transit de la crue de projet sans mise en charge de la voûte. A l'issue d'un marché de définition axé sur les principes de réhabilitation envisageables pour ce barrage, le maître d'ouvrage a choisi de conforter la voûte existante en réalisant un massif déversant aval en BCR lié structurellement à la voûte. La capacité d'évacuation des crues a été révisée et le parement aval du massif BCR, à marches en béton armé, fait office de coursier dissipateur d'énergie. Actuellement en travaux, le barrage doit être remis en eau à l'automne 2014.*

### ABSTRACT

*Located in the south of Firminy, the dam "barrage des Plats" is an arch dam of 21.20 m height built in 1958 for the storage of drinking water. The dam was never emptied before autumn 2005. After an episode of extreme cold occurred in November 2005, during the period of emptied reservoir, the dam was cracked. To avoid any risk of charging, authorities decided to open a hole of 10m<sup>2</sup> of section allowing the transit of the design flood without loading the vault. After a contest of prime contractors based on the possible principles of rehabilitation of this dam, the client choose to reinforce the existing vault with a downstream spilling massive in RCC anchored in the vault. The flood discharge capacity is revised upwards and the downstream face of the RCC massive, with reinforced concrete steps, is used as energy dissipator. Currently under construction, the dam will be functional in the autumn of 2014.*

## 1. LE BARRAGE DES PLATS : UN DIAGNOSTIC ACCABLANT

### 1.1 Une conception hardie

Le barrage des Plats a été mis en eau en 1958. Il est implanté sur le cours d'eau "la Semène" sur la commune de Saint-Genest-Malifaux, au sud-ouest du département de la Loire, dans le massif du Pilat. Initialement propriété de la ville de Firminy, il appartient depuis 2008 au Syndicat des Barrages et a pour vocation l'alimentation en eau potable de deux syndicats regroupant de nombreuses communes de la Loire et de la Haute-Loire. Sa capacité de stockage est de 1.5 hm<sup>3</sup>, à la cote de retenue normale de 917 NGF.

Il s'agit d'une voûte mince de 140 m de longueur et de 21,20 m de hauteur sur fondations. Elle présente donc un élancement L/H voisin de 7, qui est parmi les plus élevés du parc français. En outre le barrage s'inscrit dans une vallée trapézoïdale à large fond plat.

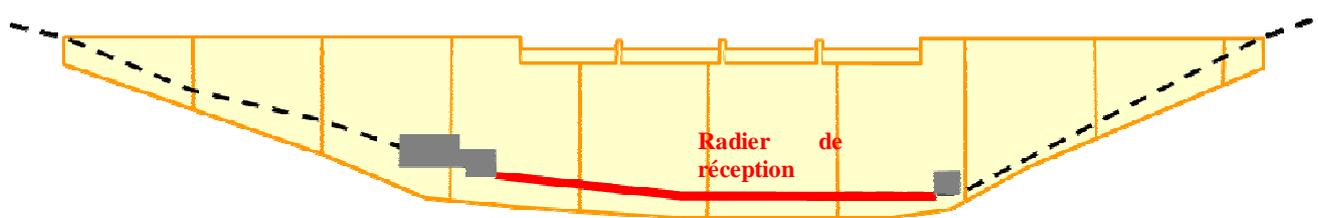


Figure 1 – Elévation aval du barrage

La coupe en travers en clé montre un profil très mince (1,5 m en crête, 3,3 m à la base) mais surtout une courbure tout à fait atypique, avec la convexité tournée vers l'aval (alors que l'on cherche classiquement à réduire les tractions de pied amont par un surplomb amont) – cf. fig. 2.

Le barrage fait partie de la génération des voûtes encore calculée par la méthode dite des arcs indépendants, qui ne tenait pas compte de la reprise des efforts de cisaillement entre arcs par les consoles verticales. Il en résultait une sous-estimation du poids de la voûte, qui ne pouvait s'opposer au basculement des consoles centrales et à l'ouverture du pied amont. De plus, l'examen de la note de calcul initiale montre que les contraintes maximales de compression d'arcs sous l'effet hydrostatique sont de l'ordre de 10 MPa, valeur sensiblement au-dessus des critères habituels (6-7 MPa), ce qui traduit la hardiesse du dimensionnement.

Il faut signaler également qu'au droit de la partie centrale déversante, un radier de réception de la lame d'eau est constitué par une dalle en béton assez fortement ferrillée (fig. 2). La dalle est séparée de la voûte par un joint sec, mais on peut bien penser qu'elle constitue une butée vis-à-vis des déplacements de la voûte sous l'effet de la charge hydrostatique ou d'un refroidissement hivernal, ce qui n'est pas neutre au regard de la fissuration observée (cf. § 1.4).

L'évacuateur de crues est constitué de 4 passes déversantes de 47 m de longueur totale. Compte tenu des estimations hydrologiques antérieures (débit de projet compris entre 70 et 100 m<sup>3</sup>/s) et de la cote des PHE à 718, le dimensionnement hydraulique de l'évacuateur, bien qu'un peu limite, n'était pas jugé insuffisant.

### 1.2 Comportement du barrage avant la vidange 2005

Jusqu'en 1999, la seule surveillance du barrage consistait en des inspections visuelles. Les principales observations sont alors les suivantes :

- présence préoccupante de fissures suintantes au niveau de reprises de bétonnage en pied aval rive gauche à 2 m environ au-dessus du radier de réception de l'évacuateur ;
- présence d'une fuite au pied aval central à quelques dizaines de centimètres au-dessus du radier ;
- dégradations affectant des reprises de bétonnage, sur le parement aval mais aussi en partie supérieure du parement amont (fissures, cavités, nids de cailloux, calcite).

Compte tenu des faiblesses structurelles de l'ouvrage et des fissures observées, il a été décidé, en 1999, de mettre en place un dispositif d'auscultation permettant de suivre le comportement du barrage. Ont notamment été installés trois pendules directs télémétrés et trois cellules de pression interstitielle sous le contact béton-rocher. Cette auscultation a rapidement mis en évidence deux faits importants :

- la grande souplesse mécanique de la voûte, puisque les variations annuelles des déplacements en crête atteignent 25 à 30 mm au centre et en RG, dont 20 mm pour le seul effet saisonnier été / hiver. Ces valeurs sont élevées pour une voûte de cette hauteur, qui se comporte comme un véritable thermomètre retardé ;
- l'existence de sous-pressions très élevées en pied aval de la voûte, vraisemblablement aggravées par la présence du radier étanche de réception des déversements.

Ces observations ont conduit à réaliser sans délai (2001) les travaux suivants :

- voile d'étanchéité à 15 m de profondeur, depuis le pied aval du barrage, incliné vers l'amont ;
- voile de drainage à 10 m de profondeur juste en aval, avec des forages verticaux de 75 mm de diamètre tous les 5 m ;
- système de collecte des fuites des drains, les mettant à l'abri des déversés ;
- cinq nouvelles cellules de pression interstitielle permettant d'équiper en particulier un profil central avec trois cellules réparties depuis le pied aval du barrage jusqu'à l'extrémité aval du radier.

A noter que les investigations géotechniques menées à l'occasion de ces travaux, ainsi que les essais Lugeon et le synoptique des quantités injectées, montrent que le barrage est fondé sur des granites de bonne qualité et peu perméables en profondeur, surmontés de couches plus altérées et fracturées. Ces observations ont été précisées dans les campagnes ultérieures (cf. § 2.3).

Les travaux d'étanchéité et de drainage ont permis de faire chuter les perméabilités (facteur 4), et surtout les sous-pressions de manière spectaculaire, de l'ordre de 10 à 12 m sur les profils central et RG (fig. 2).

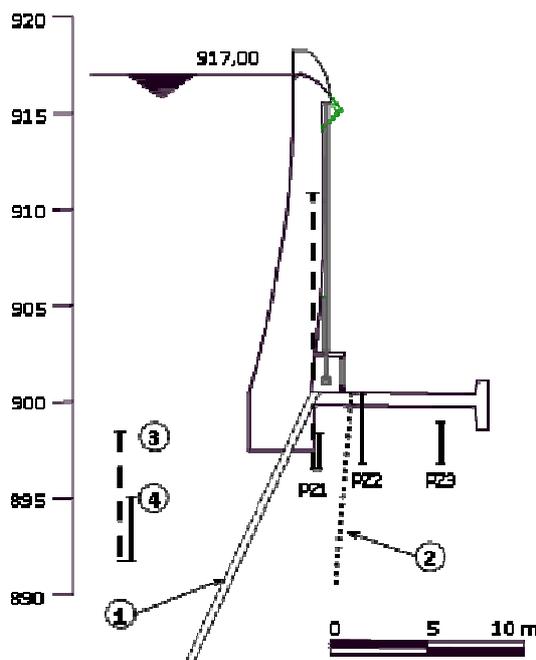


Figure 2 – Profil piézométrique central avant et après travaux

Le critère habituel "poids du rocher sus-jacent / pression mesurée au droit de la cellule" permet de caractériser l'amélioration apportée par les travaux :

	Poids rocher / sous-pressions	
	Avant travaux	Après travaux
Profil central	0,72	3,7
Profil RG	0,48	0,7

En RG, le facteur de sécurité reste inférieur à 1, mais a été nettement amélioré.

- |  |     |
|--|-----|
| (1) Voile d'étanchéité<br>Grout curtain                                  | (1) |
| (2) Voile de drainage<br>Drainage curtain                                | (2) |
| (3) Niveau piézométrique avant travaux<br>Piezometric level before works | (3) |
| (4) Niveau piézométrique après travaux                                   |     |

L'analyse ultérieure des résultats de l'auscultation a mis en évidence un comportement singulier de la voûte au cours de l'année 2003 caractérisée par la canicule de l'été puis par un remplissage rapide sur une crue en décembre. On observe en effet (fig. 3) :

- que l'amplitude annuelle du déplacement amont-aval mesuré sur le pendule RD a été réduite à partir de l'été 2003 par rapport aux deux autres pendules, avec une position moyenne située plus en amont ;
- que parallèlement la hausse hivernale habituellement observée sur les piézomètres, consécutivement au basculement de la voûte vers l'aval, a été réduite de l'ordre de 2 m sur le piézomètre RD.

Après vérification du bon fonctionnement des appareils, ces observations laissent penser que les conditions thermiques et d'exploitation particulières de la fin de l'année 2003 ont pu occasionner un phénomène irréversible de blocage au pied de la voûte en RD, soit au contact, soit en fondation rocheuse. On peut noter

que la RD est la plus exposée au soleil, et que la température moyenne en août 2003 a été supérieure de 6°C par rapport à la situation habituelle.

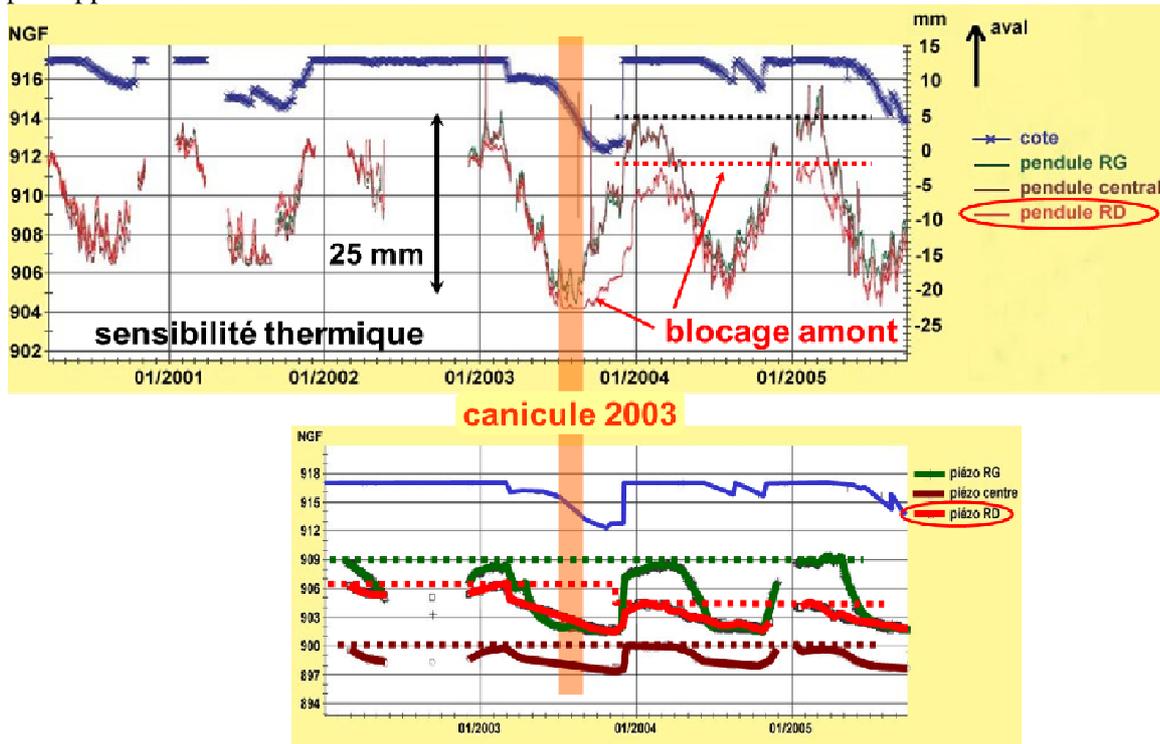


Figure 3 – Mesures des pendules et des piézomètres dans les profils RD, RG, centre

### 1.3 L'épisode de la vidange 2005

Toutes les observations formulées précédemment sur la conception, le comportement et l'état apparent de la voûte ont conduit l'administration de contrôle à exiger un examen détaillé du parement amont. Une inspection subaquatique menée en 2003 ayant montré les limites de cette méthode d'observation (fort envasement en pied amont), il est apparu indispensable de vidanger la retenue, ce qui au demeurant n'avait jamais été réalisé depuis la mise en eau. L'un des objectifs principaux consistait à vérifier l'extension des fissures suintantes observées au pied du parement aval.

Compte-tenu de la sensibilité particulière de l'ouvrage aux sollicitations thermiques, une modélisation de type linéaire élastique a été conduite de manière à appréhender la répartition des contraintes dans la structure, localiser les zones sensibles, et déterminer la période de vidange qui éviterait de dépasser les contraintes de tractions antérieurement connues par la voûte. L'une des difficultés de l'exercice résidait dans la méconnaissance de la température réelle de clavage, aussi les calculs ont-ils été menés "en fourchette" (température de clavage variant de 0 à 10°C).

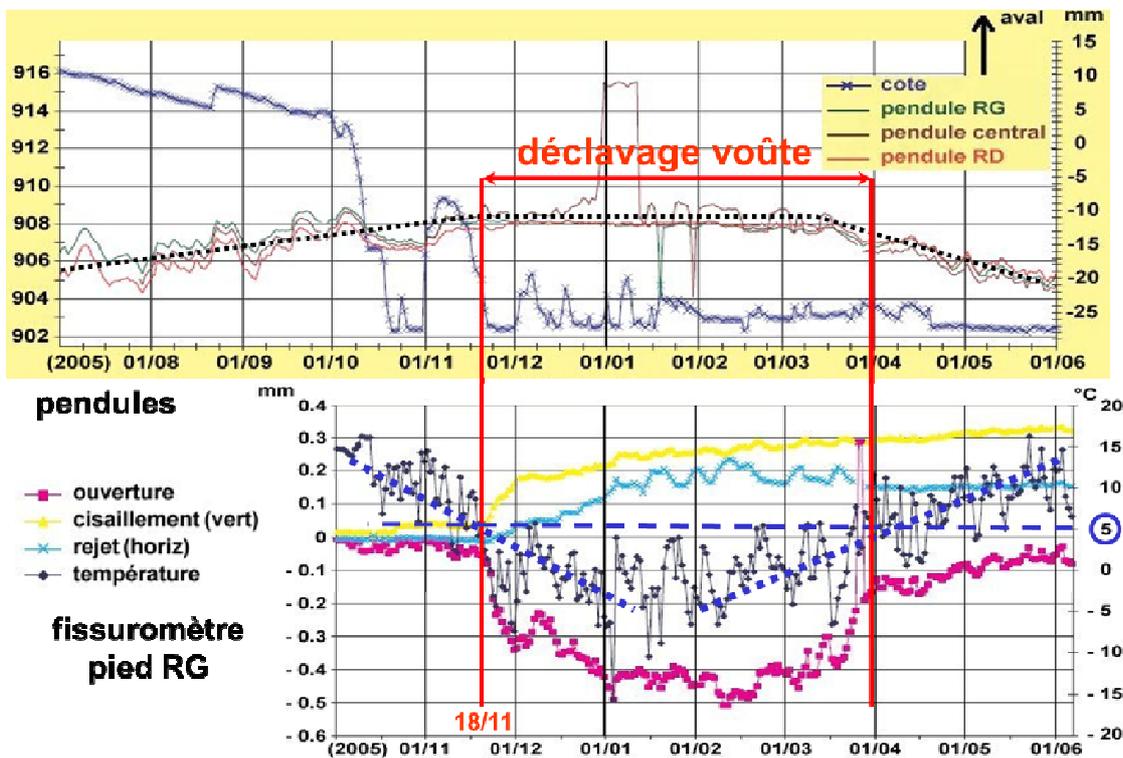
Ce calcul a tout d'abord montré l'apparition de contraintes de traction importantes en conditions habituelles d'exploitation, qui atteignent 2 à 4 MPa. Il s'agit essentiellement des contraintes en parement amont, horizontales et verticales, mais aussi des contraintes horizontales sur le parement aval en hiver, d'où une ouverture des joints verticaux, ainsi que des fissurations horizontales potentielles initiées en pied de parement amont.

Le calcul en conditions de vidange montre qu'il faut éviter la situation de grand froid, occasionnant des contraintes de traction de 4 à 5 MPa et une ouverture de joints et de fissures sur le parement amont supérieure aux valeurs rencontrées en exploitation hivernale normale ; mais il faut aussi éviter la situation de temps chaud, qui provoque des contraintes de traction verticales non négligeables sur le parement aval, encore jamais rencontrées par l'ouvrage. En conclusion, il était recommandé d'inscrire la période de vidange en début de printemps ou d'automne, avec des températures modérées sans être trop basses, et proches de la température de clavage supposée.

En réalité, la vidange a débuté un peu tardivement (fin septembre 2005), et la retenue était complètement vide le 20 octobre, après quelques perturbations liées à des précipitations abondantes et à une gestion difficile de la qualité des eaux. De nouveaux remplissages partiels se sont produits en novembre suite à des apports non maîtrisés par les dispositifs de vidange. Entre temps, des travaux conséquents de réfection du parement amont ont été entrepris.

A partir de mi-novembre, les températures extérieures chutent, pour atteindre des valeurs moyennes comprises entre 0°C et -5°C, avec des valeurs ponctuelles inférieures à -15°C. Alors que pendant le début de l'automne les pendules indiquent un lent déplacement de la voûte vers l'aval, davantage influencé par la baisse des températures que par celle de la retenue, on assiste brusquement, vers la mi-novembre, à un arrêt des mouvements vers l'aval ; pratiquement simultanément, tous les fissuromètres installés depuis peu sur les joints centraux montrent une ouverture franche de ces joints (2 mm en crête) associée à des mouvements dans le plan des joints (rejets amont-aval et cisaillements verticaux). Au printemps 2006, lors de la remontée des températures, on assiste inversement à une reprise des déplacements pendulaires vers l'amont, concomitamment à une refermeture partielle des joints (fig. 4).

Il est donc apparu évident que, malgré les précautions en matière de choix de la période de vidange, les conditions climatiques exceptionnelles de novembre ont provoqué un déclavage de la voûte ; l'examen des courbes de déplacements aux pendules et aux fissuromètres indiquent que la charnière se situe autour d'une température moyenne de l'ordre de 5°C, qui correspond vraisemblablement à la température de clavage.



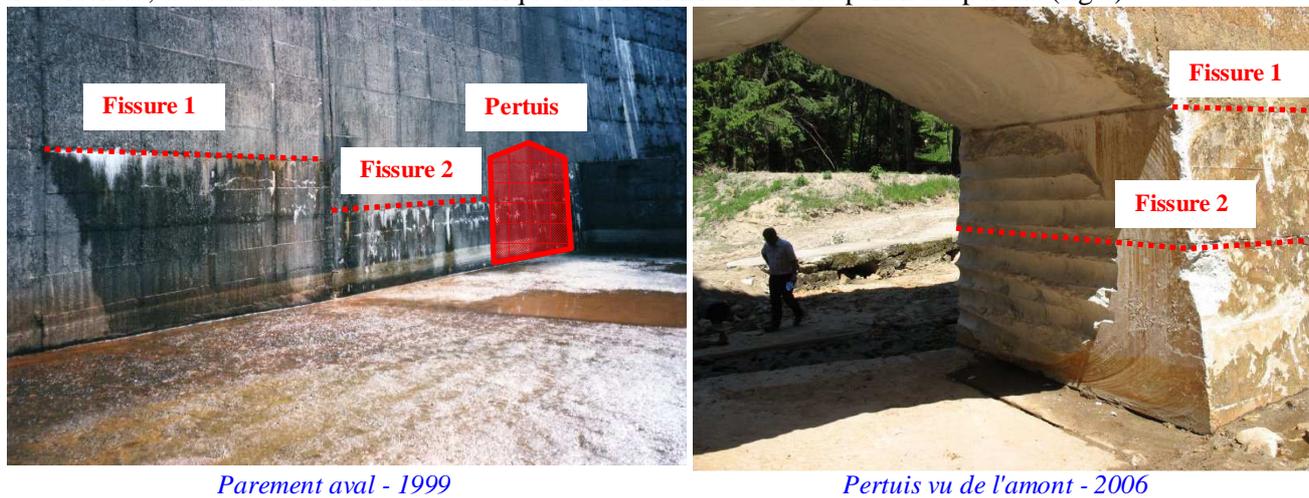
La voûte ainsi déclavée devenait très fragile vis-à-vis d'une remontée brusque du plan d'eau, susceptible d'entraîner un fonctionnement en plots indépendants avant que l'effet voûte soit pleinement opérant (on risquait alors une réactivation de la fissure de pied avec rupture en cisaillement, ainsi qu'un reclavage non maîtrisé entraînant des défauts de continuité et des fuites importantes). Compte tenu de la faible débitance des organes de prise d'eau et de vidange, les calculs hydrauliques et mécaniques montraient que la stabilité des plots, dont le profil était nettement insuffisant pour travailler en barrage-poids, n'était plus assurée pour un rehaussement de plus de 8 à 9 m du plan d'eau, correspondant à une crue à peu près décennale.

Afin d'évacuer en sécurité les crues plus importantes, il est apparu urgent de creuser un puits à la base du barrage. L'évacuation de la crue millénaire telle qu'estimée alors conduisait à une section de 10 m<sup>2</sup> environ. Le creusement du puits s'est déroulé sur une période d'un mois. Après réalisation de 8 forages de décompression, et de longues et infructueuses tentatives de sciage au câble, la démolition du béton s'est

rapidement achevée au BRH (27 m<sup>3</sup>). Parallèlement, une procédure d'urgence a été mise en place, consistant à informer et le cas échéant évacuer les populations aval en cas de montée excessive du plan d'eau, à partir d'une étude d'onde de submersion. Cette procédure a été levée dès l'achèvement du pertuis, début mars 2006.

#### 1.4 Diagnostic final

L'observation rapprochée de l'ouvrage à retenue vide et après creusement du pertuis a permis de constater la bonne qualité du béton dans sa masse, mais aussi l'abondante fissuration au droit des reprises de bétonnage, dont certaines sont bien ouvertes et épaufrées. Cependant la principale constatation confirme les craintes antérieures relatives aux fissures suintantes du parement aval : ces deux fissures sont bien totalement traversantes, avec une ouverture millimétrique bien identifiable sur les parois du pertuis (fig 5).



*Figures 5 – Fissures traversantes en pied de voûte*

On est donc bien en présence d'une voûte très large (rapport L/H bien supérieur à 4), dont la souplesse excessive des consoles a, probablement assez rapidement après la mise en eau, provoqué une ouverture du pied amont par dépassement des contraintes de traction admissibles [1]. Le niveau de cisaillement ne se situe pas au contact ou en fondation comme souvent observé sur les voûtes larges, mais dans le corps de l'ouvrage compte tenu du radier de la fosse de réception qui crée un encastrement des consoles.

Ce constat d'une voûte cisailée à sa base et déclavée, joint aux faiblesses structurelles de conception et aux résultats de l'auscultation (souplesse mécanique excessive, maintien d'une piézométrie assez élevée en RG, "incident" en pied RD suite à la canicule de 2003), a conduit l'administration, en 2006, à ne pas autoriser la remise en eau sans un confortement lourd de l'ouvrage. Ce diagnostic sévère a été largement partagé par un panel de bureaux d'études consultés dans le cadre des réflexions préliminaires du maître d'ouvrage visant à remettre en service le barrage (2007).

## 2. REHABILITATION DU BARRAGE DES PLATS

### 2.1 Vers la réhabilitation du barrage – conception générale

Depuis 2006, de nombreuses réflexions ont été engagées par le Syndicat des Barrages afin de sécuriser la ressource en eau potable des communes alimentées antérieurement par la retenue des Plats. Après avoir exploré d'autres solutions d'interconnexion aux réseaux du bassin stéphanois, la réhabilitation du barrage des Plats s'est imposée.

Sur le plan administratif, le dossier a fait l'objet des procédures habituelles imposées par le code de l'Environnement, dont l'étude d'impact et l'enquête publique qui s'est déroulée début 2012. L'arrêté préfectoral d'autorisation des travaux a été délivré en mai 2012.

Sur le plan technique, les réflexions relatives à la réhabilitation du barrage ont débuté dès 2007. Le marché de définition a d'abord consisté à établir un diagnostic complet sur l'état de l'ouvrage et sur les reconnaissances nécessaires, puis a permis d'inventorier différentes solutions de confortement, le sujet n'étant ni classique ni simple techniquement. Le dimensionnement de l'aménagement a été tout d'abord axé sur la garantie de la pérennité de la structure de l'ouvrage. En outre, les études hydrologiques récentes ayant réévalué à la hausse la crue de projet, il était nécessaire d'optimiser la capacité d'évacuation des crues

exceptionnelles. Plus accessoirement, le projet devait également intégrer la modification de la prise d'eau hors d'usage et son raccordement avec la conduite forcée de prise, ainsi que le rejet du débit réservé réglementaire. La cote de RN a été fixée à 917,00 NGF, identique à l'état actuel de gestion de la retenue.

A ce stade, plusieurs solutions ont été envisagées :

- démolition du barrage existant et reconstruction d'un barrage neuf : cette solution a été éliminée d'emblée car trop coûteuse ;
- réalisation d'un massif en enrochements uniquement en aval et réalisation d'un évacuateur de surface en demi-tulipe, solution écartée car trop contraignante et pas assez sécurisante ;
- réalisation d'un barrage-poids en BCR à l'aval de la voûte, avec liaison souple entre voûte et BCR. Cette solution a été jugée inadaptée, un reblavage de la voûte n'étant pas considéré comme une solution pérenne pour ce barrage, et la transmission des efforts entre les deux structures étant difficile à appréhender correctement ;
- réalisation d'un barrage-poids en BCR déversant en aval de la voûte et ancré dans la voûte actuelle.

C'est cette dernière solution qui a été retenue pour la réhabilitation de l'ouvrage. Le dossier a fait l'objet d'un examen par le Comité Technique Permanent des Barrages et des Ouvrages Hydrauliques (CTPBOH) en décembre 2011. L'avis favorable du Comité a été assorti de recommandations relatives à des dispositions techniques, qui ont été prises en compte dans les études de définition. On peut notamment mentionner la demande de préserver, pendant toute la durée du chantier, les capacités d'évacuation des crues du pertuis creusé en 2006, afin d'éviter une mise en charge de la voûte actuelle non encore renforcée par le massif BCR.

## 2.2 Conception générale du barrage

Il est donc décidé de retenir une conception transformant le barrage-voûte actuel en barrage-poids par la réalisation d'un massif en Béton Compacté au Rouleau (BCR) mis en place contre le parement aval de la voûte, l'évacuateur des crues étant alors intégré sur le corps du barrage rendu déversant sur une majeure partie de son emprise. La voûte actuelle est conservée afin de réaliser l'étanchéité amont du nouveau barrage, mais n'est pas conservée structurellement, puisqu'elle est sciée verticalement en plots de 15 mètres de long afin de rendre cet ouvrage défaillant mécaniquement neutre. Les sciages sont ensuite étanchés.

Le nouveau barrage, de 21 m hauteur maximale sur ses fondations au droit de l'axe, est donc un barrage du type poids de 140 m de longueur en crête, dont le parement amont est quasi vertical (parement amont de la voûte) et le parement aval muni d'un fruit de 0,7 H / 1 V.

Le volume de BCR nécessaire à sa réalisation est voisin de 8 000 m<sup>3</sup>.

## 2.3 Conditions géologiques et traitement des fondations

### 2.3.1 Les conditions géologiques de fondation du barrage

Le barrage se situe dans les granites à cordiérite du Velay dits "hétérogènes" en raison de la présence d'enclaves métamorphiques.

Le rocher est relativement fracturé avec deux directions régionales en moyenne autour de N 40° et N 130° avec des plans subverticaux dominants et, localement, des plans subhorizontaux. Une déformation tardive se caractérise par des couloirs de fracturation subverticaux, avec une altération plus marquée, orientés principalement selon la direction moyenne N 130° (voir la direction du barrage sur la figure 8).

Les conditions de fondation ont été évaluées sur la base des classes d'altération des roches éruptives (grades VI à I) avec l'identification d'un pôle "rocheux" (grades I à III), d'un pôle "intermédiaire" (grade IV) et d'un pôle "sol" (grades V à VI). Le niveau de fondation recherché était le grade II (de teinte gris bleuté) avec très localement une assise sur zones en II/III et III dans et au voisinage des couloirs de fracturation.

### 2.3.2 Drainage des fondations

En partie centrale : C'est un point important. Il a été proposé de réaliser un nouveau système de drainage du rocher de fondation de type Granite II. Etant donné la fracturation du massif d'orientation S-SE et d'angle 78 à 85° quasi-vertical, les forages subverticaux sont orientés vers l'aval et recoupent le réseau principal de fracturation. Les 15 drains réalisés sont équipés de tubes crépinés en PVC de diamètre 125 mm. Ces drains

sortent dans la galerie de pied et sont équipés en tête par un bec pour permettre l'écoulement dans la cunette et la mesure à la sortie de chaque drain.

**En rives :** Les drains en rive sont conçus de la même manière. Des forages subverticaux dans le rocher (4 en rive droite et 3 en rive gauche) sont inclinés vers l'aval pour recouper le réseau principal de fracturation et sont équipés des mêmes tubes crépinés en PVC qu'en partie centrale. Leurs exutoires aboutissent dans des regards de collecte noyés dans les premières couches de BCR, et reliés au parement aval par des conduites PVC DN120 permettant leur mesure séparée. Compte tenu des contraintes de réalisation et notamment de la topographie escarpée des rives, des lanières drainantes perpendiculaires à la voûte sont rajoutées lors de la montée du BCR entre les drains subverticaux espacés.

### 2.3.3 Compléments d'injection

En complément à la campagne d'injection de 2001, le projet comporte des injections par un coulis bentonite-ciment des parties non réalisées en 2001, soit au niveau de la chambre des vannes en rive droite (longueur 20 m environ) et au niveau de la chambre de vidange en rive gauche.

## 2.4 La conception du barrage proprement dit

### 2.4.1 Les profils en travers types

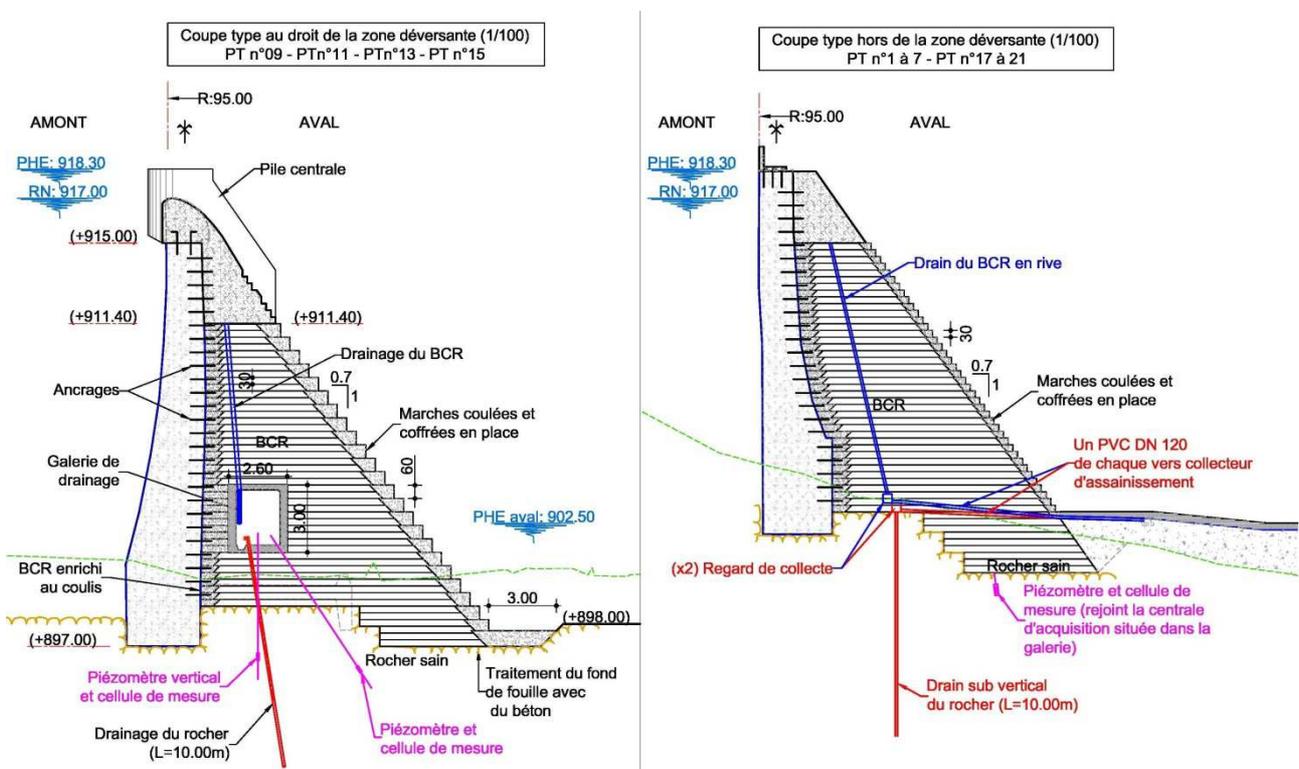


Figure 6 - Coupe type du projet – Zone déversante centrale (gauche) et zone de rive non déversante (droite)

**Le parement amont** est constitué par la voûte existante qui a une épaisseur variable et qui a été coulée dans une fouille réalisée dans le substratum rocheux. Cette voûte constitue le coffrage des couches de BCR et l'étanchéité du barrage.

Afin de garantir la liaison entre la voûte et le corps du barrage en BCR et d'assurer l'unité du barrage-poids la liaison structurelle entre la voûte et le massif en BCR est assurée par des barres d'ancrages dont les dimensionnements ont été définis en fonction des résultats des calculs aux éléments finis (cf. § 2.6.2). Ces barres sont ancrées d'une part dans la voûte par scellement chimique et d'autre part dans le BCR qui est enrichi au coulis de ciment au contact avec la voûte sur une largeur minimale de 1,00 m et compacté au petit compacteur (les ancres sont crossées dans le BCR pour en limiter l'emprise à 0,80 m). Le contact horizontal au sommet de la voûte est assuré également par ancrage de barres scellées entre le nouveau béton et le BCR.

Pour prévenir toute fissuration du massif en BCR et de la structure supérieure en BCV, des joints verticaux ont été prévus tous les 15 m environ. Les joints du BCR sont donc parfaitement positionnés en face de ceux de la voûte réalisés par sciage dans la voûte.

La voûte est sciée verticalement sur toute son épaisseur, tous les 15 m. L'étanchéité est assurée par un fond de joint souple et un calfeutrement linéaire amont constitué de bandes de géomembrane PVC spittées dans le béton. Par ailleurs, ce parement amont de l'ouvrage définitif fait l'objet de réparations locales par calfeutrement de fissures et micro-injections localisées, aux endroits identifiés lors du diagnostic préliminaire. Enfin, les bandes de géomembrane calfeutrant les sciages sont mises en place sur toute la hauteur du sciage et arrêtées dans des plots béton réalisés en pied de barrage ancrés dans le rocher de fondation. Cette dernière disposition permet d'assurer la continuité de l'étanchéité entre le dispositif d'étanchéité amont et la base de la voûte et le rocher de fondation non fissurés.

Le corps du barrage proprement dit est réalisé en béton compacté au rouleau (BCR), mis en place avec une cadence d'une couche par jour par couches horizontales de 0,30 m d'épaisseur soigneusement compactées. A chaque interruption de plus de 12 h, lors de la montée du corps du barrage, la dernière couche est ravivée soigneusement à la lance air-eau avant la mise en œuvre d'un mortier afin de garantir la qualité de la liaison avec la nouvelle couche.

Compte tenu des conditions de mise en œuvre, la largeur minimale du massif en BCR ne peut être inférieure à 3 m ce qui a impliqué de réaliser la partie haute du massif avec un béton coffré traditionnel.

Au droit du parement aval dont le fruit est de 0,7 / 1, l'extrémité aval des couches de béton compacté est coffrée par des éléments verticaux de 0,30 m de hauteur en partie non-déversante et de 0,60 m en partie déversante, constituant ainsi une succession de marches réalisées en béton conventionnel vibré.

#### *2.4.2 Le drainage du corps du barrage et la galerie de pied*

Une galerie périmétrale de pied a été prévue sur tout le linéaire de la partie centrale du pied amont du barrage en BCR. Implantée en aval de la voûte constituant le parement amont du barrage, cette galerie permet :

- de collecter les débits de fuite des fondations et du BCR par des drains inclinés réalisés en aval direct de la voûte et de ses fondations ;
- de réaliser le dispositif de drainage et d'auscultation ;
- d'accéder à la chambre des vannes de la vidange de fond ;
- d'accéder à la chambre des vannes de la prise d'eau et du débit de restitution de l'ouvrage ;
- de contrôler l'évolution du corps du barrage.

Elle est accessible à partir de la plateforme d'accès principale en rive droite, par la chambre des vannes pour la prise d'eau et la restitution du débit réservé, et à partir de la rive gauche par une plateforme et ouverture.

#### *2.4.3 L'aménagement du couronnement du barrage en dehors des parties déversantes*

Etant donné les cotes respectives des PHE et du couronnement de la voûte, le barrage est équipé, sur les parties non déversantes, d'un parapet en béton armé ancré sur une hauteur de 1.10 m afin de disposer d'une revanche de 1 m par rapport aux PHE.

## **2.5 Constitution du BCR**

### *2.5.1 BCR courant*

L'étanchéité du corps du barrage étant réalisée par la voûte en béton, le BCR a pour seul objectif d'assurer la fonction poids assurant la résistance du barrage au renversement et au glissement. Au niveau de sa composition, l'objectif est donc d'obtenir un mélange "ciment, filler, sable, agrégat et eau" qui soit optimal aux plans de la densité, de son homogénéité à la mise en place et de sa chaleur d'hydratation qui doit être la plus faible possible pour favoriser la liaison entre couches.

L'état de contraintes dans le corps du barrage et au contact avec les fondations pour les cas les plus défavorables étant relativement modeste, les caractéristiques mécaniques à obtenir ont été fixées aux valeurs ci-dessous :

- à la compression : > 10 MPa à 28 jours, 15 MPa à 90 jours,
- à la traction > 1,5 MPa à 28 jours, 2 MPa à 90 jours,
- le liant : LVTS et Laitier
- les agrégats : issus de la carrière de St Just Malmont

La composition déterminée à l'issue d'essais en laboratoire est de :

- ciment (LVTS Vicat Créchy) 90 kg/m<sup>3</sup>
- laitier (Ecocem Aix-en-Provence) 90 kg/m<sup>3</sup>
- eau totale 155 litres
- agrégats (0/31,5) 2078 kg/m<sup>3</sup>

Avec ces dosages, on obtient une densité de BCR d'environ 2,4.

### 2.5.2 BCR enrichi

Le BCR enrichi est de même constitution que le BCR de base mais diffère par l'ajout de coulis de ciment (E/C = 1) permettant de mettre en place le BCR en le vibrant plutôt qu'en le compactant.

## 2.6 Calculs de stabilité du barrage – Définition des ancrages

### 2.6.1 Analyse de stabilité du barrage

Deux analyses ont été réalisées :

- une analyse par un logiciel aux éléments finis ;
- une analyse classique par des études de stabilité de profils 2D du barrage.

#### Analyse aux éléments finis

La stabilité de l'ouvrage a fait l'objet d'une analyse exhaustive de calcul réalisée avec le logiciel aux éléments finis reconnu Z-Soil de l'Ecole EPFL de Lausanne. Le calcul a été mené en 2D en considérant le profil type de l'ouvrage sur sa plus grande section.

On trouvera ci-contre la modélisation retenue avec le radier existant de réception des déversements (en jaune).

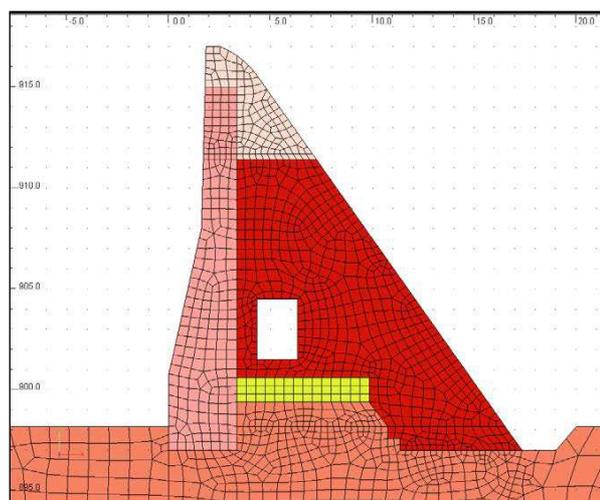


Figure 7 : Maillage éléments finis du barrage et de sa fondation

Le but de cette note a été :

- d'analyser la stabilité de l'ouvrage définitif en situations de projet (quasi-permanentes, rares et accidentelles) ;
- de vérifier l'état des contraintes dans les matériaux constitutifs de l'ouvrage, notamment pour les cas défavorables de la retenue vide et d'un hiver très froid, ou d'un été très chaud ;
- d'analyser les conditions de transfert de charges entre l'ancienne voûte et le nouveau massif en BCR, et d'en déduire les ancrages nécessaires à la bonne homogénéité de l'ouvrage en toutes circonstances ;
- de vérifier l'incidence éventuelle du maintien du radier existant.

Le résultat de l'analyse de stabilité démontre la tenue de l'ouvrage pour toutes les situations de projet, selon les coefficients de sécurité proposés par les recommandations du CFBR [2] (avec très peu de traction même pour les cas extrêmes). Par ailleurs on note que le radier existant ne modifie pas la distribution des contraintes ; il a donc été décidé de ne pas démolir ce radier, fortement ferrailé, tout en assurant une bonne liaison avec la fondation par des injections complémentaires, et en rappelant que le drainage de la fondation traverse ce radier.

#### Analyse classique en 2D

La stabilité des sections confortées a été vérifiée en statique suivant les critères proposés par les recommandations du CFBR [2].

Les sections examinées sont :

- la section déversante fondée à 897NGF et la section déversante au-dessus du BCR à 911.40 NGF ;
- deux sections de rive fondées respectivement à 900 et 905NGF.

Il apparaît, en prenant en compte des hypothèses de sous-pressions relativement conservatives, que la stabilité est bien assurée dans tous les cas de charge. Les tractions trouvées pour les cas exceptionnels sont très inférieures à la résistance à la traction présumée du complexe barrage voûte - barrage en BCR. Les calculs montrent en outre qu'il convient de bien étancher les reprises de bétonnage ouvertes en partie supérieure, où la résistance à la traction est susceptible d'être réduite.

Les résultats sont plus pessimistes en termes de contraintes de traction amont que ceux du calcul aux éléments finis étant donné la méthode employée ; les deux types de calcul sont en réalité complémentaires.

### 2.6.2 Ancrages

Le calcul des contraintes à l'interface notamment en période d'hiver montre, en considérant la section de tête, la nécessité de disposer, dans ce cas extrême, d'ancrages passifs diamètre 32 mm tous les 75 cm (espacement 1 m) inclinés à 30°. Compte tenu de la variation d'orientation des contraintes de traction à l'interface, il a finalement été décidé (conformément aux préconisations du BAEL) de réaliser les ancrages horizontalement, et donc de les réaliser tous les 60 cm (deux couches de BCR).

## 2.7 Evacuateur de crues

Le débit à évacuer, correspondant au débit de la crue cinquième laminée par son transfert dans la cuvette, est de 142 m<sup>3</sup>/s.

De manière à concentrer les débits, les parties déversantes sont positionnées en partie centrale de l'ouvrage, par quatre passes de 12 m de longueur délimitées en amont par des piles en béton armé profilées. Ces passes sont géométriquement droites afin de permettre l'éventualité d'un équipement futur par clapet des ouvrages pour le rehaussement de la retenue normale. Elles sont réalisées en béton armé coulé directement sur le béton compacté au rouleau dans lequel il est ancré.

L'évacuateur est constitué par des seuils libres, entre les cotes 911,40 et 917 NGF. Le seuil est réalisé en Béton Conventionnel Vibré (BCV), de forme Creager adapté à la lame d'eau maximale de l'ordre de 1,3 m. Le coursier aval est constitué, en partie courante, de marches de 0,60 m, correspondant à deux couches de BCR. Réalisées en béton armé, ces marches sont ancrées par des barres horizontales dans le corps du barrage.

Les calculs de dissipation des énergies montrent que le volume du bassin de dissipation de l'énergie doit être de l'ordre de 6.000 m<sup>3</sup> en prenant une hypothèse de dissipation de 4 kW / m<sup>3</sup>.

## 2.8 Ouvrages annexes

### 2.8.1 L'ouvrage de vidange

Il a été conçu pour répondre aux exigences habituelles de pouvoir vidanger la moitié de la charge sur le barrage en moins de 7 jours, ce qui est largement le cas ici puisque le barrage pourra être vidangé en un peu plus de 3 jours.

Il comprend :

- un ouvrage de tête amont qui correspond à l'ouvrage d'entonnement de la vidange de fond ;
- une conduite métallique en diamètre 800 mm traversant la voûte initiale ;
- la chambre des vannes abritant les deux vannes de vidange en série ;
- la conduite métallique en diamètre 800 mm à travers le nouveau massif en BCR restituant les débits.

### 2.8.2 L'ouvrage de prise d'eau

L'ouvrage de prise d'eau est constitué par un bras mobile permettant le captage de l'eau à différents niveaux souhaités par l'exploitant. Ce bras mobile en acier inoxydable de diamètre 350 mm est manœuvré par un treuil placé sur le couronnement du barrage et ses câbles. Un système anti-gel est prévu afin d'éviter la rupture du câble au niveau de la formation du gel en hiver.

## 2.9 Le dispositif d'auscultation

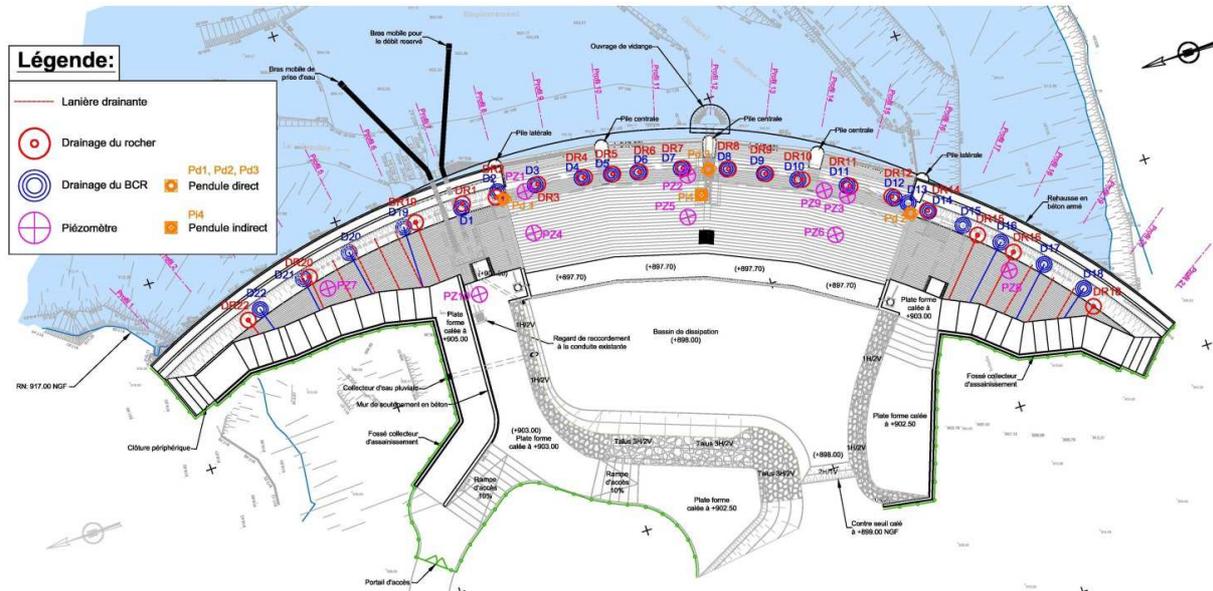


Figure 8 : Vue en plan du barrage - système de drainage et d'auscultation

Le dispositif d'observation et d'auscultation du barrage est destiné à suivre son comportement après la mise en eau de la cuvette.

Il comprend :

- pour le suivi des déformations du corps du barrage : trois pendules directs implantés en partie centrale, et sur chaque rive ;
- pour le suivi des déformations ouvrage-fondation : pendule inversé implanté en partie centrale. La table de lecture est située dans la galerie de pied ;
- pour le suivi de la piézométrie : 9 piézomètres dans le rocher de fondation, équipés de cellules électriques de pression à cordes vibrantes, raccordées à un poste de lecture en galerie de pied.

D'autres équipements sont également installés, notamment une mesure par sonde piézométrique du niveau du plan d'eau.

## 2.10 Déroulement des travaux

Les travaux ont débuté à l'automne 2012. Le maintien du radier de réception des crues a été acté en mai 2013, et les premières couches de BCR coulées la première semaine de juillet 2013. La montée du BCR devrait ainsi s'achever avant la fin de l'année 2013, pour une fin des travaux à l'été 2014. Comme cela a été demandé par le CTPBOH, la dérivation des eaux a été conduite en maintenant le pertuis ouvert en 2006 jusqu'à la fin des travaux du massif aval en BCR.

### 3. CONCLUSION

L'histoire mouvementée du barrage des Plats est riche d'enseignements :

- la conception hardie (voûte très large, design atypique du profil en travers, encastrement des consoles dans le radier de réception des crues) n'ont pas manqué de se traduire par un comportement singulier et une fissuration préoccupante ;
- une fois de plus, c'est la mise en place d'une auscultation, jointe aux observations visuelles, qui ont permis de mettre en évidence les problèmes structurels de l'ouvrage ;
- les conditions d'une vidange complète doivent être étroitement associées au comportement du barrage, en particulier dans le cas des voûtes minces très sensibles aux effets thermiques ;
- la volonté du maître d'ouvrage de réhabiliter la fonction initiale de l'ouvrage a permis d'élaborer un confortement de la voûte, malgré les difficultés techniques de ce type de projet.

### 4. RÉFÉRENCES ET CITATIONS

[1] Bourdarot E., Crépon O., Goguel B., Hoonakker M., Lignier P., Yziquel A., (2003). Comportement de voûtes en vallées larges, 4 voûtes minces des années 50. CIGB ICOLD Montréal Q82-R44

[2] Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages-poids. CFBR. 2012