

Opération de déconstruction / reconstruction du barrage de la Visance

Demolition / reconstruction opération of the Visance dam

Antoinette TARDIEU
ISL Ingénierie, Agence Ouest
25/27 rue Lenepveu, 49100 Angers
tardieu@isl.fr

Thibault GUILLEMOT,
ISL Ingénierie
guillemot@isl.fr,

MOTS CLÉS

Barrage multivôute, barrage à contreforts, construction, fond de fouille, granite, injection, bétonnage

RÉSUMÉ

Opération de déconstruction / reconstruction du barrage de la Visance

L'ancien barrage de la Visance de type multivôute a fait l'objet d'une opération de déconstruction-reconstruction entre 2000 et 2012. C'est un petit barrage de classe C. Les enseignements de ce projet sont présentés en phase de conception (choix entre le confortement et la reconstruction) et en phase de chantier (critères de réception du fond de fouille, injection, bétonnage). Ce projet est également comparé à trois autres ouvrages de même type dont le devenir est en cours de réflexion.



ABSTRACT

Demolition / reconstruction opération of Visance Dam

The former dam of Visance, which is a multiple arch buttress dam, was the object of an operation of demolition / reconstruction between 2000 and 2012. It is a small dam of class C. The teachings of this project are presented in design phase (choice between strengthening and reconstruction) and in phase of construction (criteria of reception of the excavation, grouting, concreting). This project is also compared with three other dams of the same kind which future is in course of reflection.

1. INTRODUCTION

La communauté d'Agglomération du pays de Flers dans l'Orne assure sa production d'eau potable en régie. Sa réserve est constituée par un barrage construit en 1952 de taille et volume modeste. Dans les années 2000, face aux besoins croissants pour la consommation en eau potable, la CAPF souhaite surélever le plan d'eau.

Les études préalables de maîtrise d'œuvre confiée à ISL concluent au sous-dimensionnement pour l'évacuation des crues et que l'état de vieillissement du barrage existant n'est pas compatible avec une surélévation. La solution de construire un barrage neuf se révèle être la plus judicieuse par rapport à la réhabilitation de l'ancien. Il est d'ailleurs déclaré en péril imminent et mis hors service en juin 2006 par ouverture d'une voûte. Le nouvel ouvrage est un barrage poids en béton rehaussé de 1 m et conçu pour accepter une éventuelle future rehausse de 1 m. Il est construit immédiatement en aval de l'ancien barrage, en se servant de celui-ci comme batardeau pendant le chantier. Les travaux sont réalisés dans l'année 2011 avec une mise en eau en début d'année 2012.

	Barrage de la Visance (ancien)	Barrage de la Visance (nouveau)
Département	Orne	
Année de construction	1952	2011
Maître d'ouvrage	Institution locale avec gestion en régie	
Hauteur	8 m	11 m
Volume	0,36 Mm ³	0,45 Mm ³
Bassin versant	10 km ²	
Usage	AEP	
Type de barrage	Voûtes d'épaisseur 12,5 cm, inclinées de 45°, reposant sur des contreforts d'épaisseur 25 cm (entraxe 6 m)	Barrage poids en béton de fruit amont vertical et aval 0,8 H/1V
Fondation	Rocher de type granitique (plus ou moins altéré) à faible profondeur, traitement par un parafouille et une semelle sous les contreforts	Ancrage du barrage au rocher de bonne qualité et rideau d'injection de 15 m de profondeur sous la bêche amont

Tableau 1 : Principales caractéristiques du barrage de la Visance

L'article présente les choix d'aménagement retenus pour cet ouvrage et les enseignements de ce chantier. Enfin, par comparaison avec trois autres barrages de même typologie (barrages à voûtes multiples construits dans les années 1950-1960), il tire quelques enseignements de ces exemples.

2. L'OPERATION DE DECONSTRUCTION /RECONSTRUCTION DU BARRAGE DE LA VISANCE

2.1 Avantages / inconvénients des deux options : confortement et reconstruction

Les études préalables sur le devenir du barrage s'étalent de 2000 à 2006 avant que le parti définitif de reconstruction soit retenu. Initialement, c'est l'augmentation de la capacité de la retenue qui a motivé le maître d'ouvrage à engager cette réflexion.

Le diagnostic du barrage a mis en évidence une insuffisance de la capacité d'évacuation des crues et un non respect de la stabilité structurelle de l'ouvrage (ferraillage insuffisant et taux de compression dans le béton important). D'autre part, l'état de vétusté des bétons (aciers corrodés, suintements et éclats de béton) n'inspirait pas confiance. L'avant-projet étudie trois scénarios de confortement :

- L'épaississement par l'amont des voûtes et la reprise des contreforts :
Le principe est de reconstituer un barrage à contrefort neuf autour du barrage existant. Le barrage existant sert uniquement de coffrage sur la face aval.
- Le remplissage des voûtes :
Le principe est de construire un nouveau barrage poids. Le barrage existant sert uniquement de coffrage pour le parement amont.
- La reconstruction du barrage :
Le nouveau barrage est reconstruit à faible distance en aval. L'ancien barrage sert de batardeau pendant la phase chantier.

Les critères de choix portent sur la difficulté technique, la pérennité de l'ouvrage et la possibilité d'une future surélévation.

Solution	Coupe type des travaux	Difficulté technique - Pérennité	Coût des travaux (base 2006)
Epaississement amont		Moyenne - Faible	3,4 M€
Remplissage des voûtes		Forte - Moyenne	4,5 M€
Re-construction		Faible - Forte	3,1 M€

Tableau 2 : Coupes types des solutions étudiées, avantages - inconvénients

La réutilisation du barrage existant n'apporte aucun intérêt que ce soit en termes de coût ou d'avantage technique. Le confortement conduit également à un ouvrage complexe dont la pérennité dans le temps est moins bonne qu'un nouveau barrage poids classique.

Le choix d'aménagement se porte sur la reconstruction.

2.2 Critère de dimensionnement de la reconstruction

Le projet des travaux définit la construction d'un barrage poids en béton de caractéristiques principales :

- Hauteur : 11 m sur le TN et 16 m sur fondation.
- Largeur en crête 3 m.

- Fruit de talus amont vertical et aval de 0,8 H/1V.
- Longueur de 190 m contre 160 m anciennement.
- Etanchéité en fondation par rideau d'injection sur une hauteur de 14 m et drainage par des drains débouchant sur le parement aval.
- Evacuateur de crue par seuil libre (avec une passerelle située au dessus de la fosse de dissipation d'énergie).
- Tour de prise équipé de deux puits (sec et en eau) avec une galerie rejoignant le pied aval.

La crête de barrage est à 236 mNGF pour une retenue normale à 233,75 mNGF définie par :

- La cote de retenue normale (après rehaussement possible à 234,75 mNGF).
- La cote de PHE (crue millénale), le niveau d'eau est augmenté de 10 cm pour la crue de sécurité (T=5000 ans).
- Une revanche égale à la hauteur de déferlement des vagues divisée par 2 (150 km/h sur RN ou 70 km/h sur PHE),
- Un arrondi à 25 cm supplémentaire.
- Une plinthe pleine de hauteur 40 cm sur le garde-corps amont.

La stabilité du barrage est vérifiée en considérant les paramètres :

- Un béton de poids volumique 24 kN/m³, cohésion 100 kPa sur les reprises de bétonnage et angle de frottement de 45°.
- Un rabattement des sous pressions de 50% au niveau du voile d'étanchéité.
- Un rocher de fondation de cohésion effective 71,5 kPa et d'angle de frottement 56,7°. Ces caractéristiques sont issues de la méthode d'Hoek–Brown (cf. tableau 3).

2.3 Enseignements de ce chantier de construction d'un petit barrage poids

2.3.1 Adaptation du niveau de fond des fouilles

La difficulté lors du chantier est de se fixer un critère de réception du fond de fouille, en lien avec les paramètres de dimensionnement retenus en phase étude et avec l'état du rocher de fondation. La très forte hétérogénéité des caractéristiques mécaniques de la fondation présente un caractère aléatoire et discontinu (altération en place de la roche par l'action chimique des eaux d'infiltrations).



Figure 1 : Vues du fond de fouille

Dans les calculs de dimensionnement, le critère de rupture du sol de fondation est déduit de la méthode d'Hoek–Brown avec les paramètres suivants et dans la gamme des contraintes transmises par l'ouvrage ($\sigma_N < 300$ kPa).

Paramètre	Caractérisation de la roche	Valeur du paramètre
σ_{ci} (résistance à la compression)	Valeur minimale trouvée lors des écrasements de carottes	26 MPa
GSI (état de fracturation de la roche)	Constituée de blocs formés par de nombreuses discontinuités. Etat de surface moyen	35
m_i (nature de la roche)	Granodiorite	29
D (indice de dislocation)	Mode d'excavations rocheuses sans utilisation d'explosifs	0,7

Tableau 3 : Paramètres de Hoek-Brown

Lors du chantier, nous avons fixé un critère de réception du fond de fouille basé sur la classification AFTES. Des relations entre cette classification et l'appréciation du rocher (σ_{ci} et GSI) nous conduit à fixer un niveau d'arrêt à G1 avec :

- G0f et G0r acceptable, notamment sur les plots de rive, et sur une surface inférieure à 50% de la base du plot.
- Purge des G0s sur une sur-profondeur d'au moins 50 cm.
- Curage des failles argilisées sur une hauteur égale à leur largeur.

Classification ISL - Barrage de la Visance			Classification Soc. Int. de Mécanique des Roches		Classification AFTES
G3	Granodiorite saine (couleur gris-bleu, pas de trace d'oxydation sur diaclases)		Ia (F)	Rocher sain ; pas de signe apparent d'altération	AM1a
G2	Granodiorite altérée sur fissures (couleur gris-bleu, oxydation sur diaclases)		Ib (FL)	Rocher faiblement altéré ; altération limitée aux surfaces de discontinuités principales, sain dans la masse	AM1b
G1	Granodiorite avec début d'altération dans la masse (traces d'oxydation dans la masse et diaclases très oxydées)		II (SW)	Rocher légèrement altéré ; altération bien développée sur les surfaces de discontinuités, mais faible dans la masse	AM2
G0	Forte altération dans la masse	G0r	III (MW)	Rocher modérément altéré ; altération bien visible dans la masse mais matériau non friable	AM3
		G0f	IV (HW)	Rocher très altéré ; altération poussée dans la masse, matériau en partie friable	AM4
		G0s	V (CW)	Rocher complètement altéré ; entièrement décomposé et très friable mais la texture et la structure de la roche sont préservée	AM5
Gore	Terrain pouvant être attaqué à la pioche, la texture originelle de la roche est en partie conservée (arène)		VI (RS)	Sol résiduel conservant la structure (pas de remaniement), la texture et la minéralogie originelle de la roche sont complètement détruites	AM6

Tableau 4 : Classification du rocher sur site

2.3.2 Rideau d'injection

Le rideau d'injection a pour objectif de répondre au critère de dimensionnement sur le rabattement des sous-pressions pris en compte dans le calcul (ici 50%). La méthodologie suivante est suivie sur le chantier.

Les forages sont réalisés à partir de la bêche coulée en béton. Ils sont espacés de 4 m sur deux lignes amont et aval, en quinconce. Les forages de longueur 15 m sont injectés par 5 passes de longueur 3 m.

La composition du coulis est pour 1 m³ : 550 kg de ciment CEM III/C 32,5 PM ES, 15 kg de bentonite CV 15T et 808 litres d'eau. Le temps d'écoulement au cône Marsh est de manière indicative inférieur à 45 sec et le ressuage à 1,5 heure est inférieur à 5%.

Les injections sont réalisées en suivant la méthode GIN avec les paramètres suivants adaptés en cours de chantier :

- intensité limite en unité GIN = 150 MPa.l/ml,
- pression limite d'injection : 1 MPa pour les passes du fond, limitation à 0,7 et 0,5 MPa pour les passes hautes,
- le critère d'absorption (inférieure à 5 l/ml/min pendant 5 minutes) soit inférieur à 15 l/min/passe n'a pas été vraiment suivi. En période normale, l'injection se faisait déjà entre 5 et 15 l/min/passe.

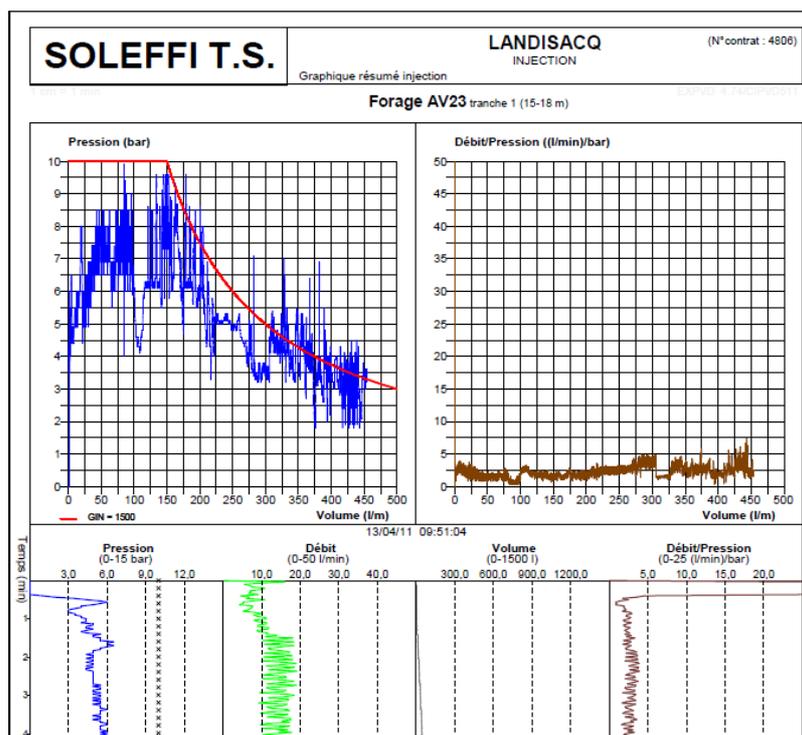


Figure 2 : Exemple d'enregistrement des paramètres d'injection par la méthode GIN

Le critère d'acceptation des injections est fixé par des essais Lugeon à une valeur limite de 10 UL.

Le retour d'expérience sur les injections met en évidence :

- La nécessité d'adapter les injections au terrain : la pression d'injection a été adaptée en fonction de la position de la passe. L'inclinaison des forages aurait pu être redéfinie en fonction des pendages des principales diaclases.
- Plusieurs résultats d'essais Lugeon sont supérieurs à 10 UL, notamment en partie haute ce qui conduit à réaliser localement une 3^{ème} ligne d'injection sur les passes hautes.
- Après mise en eau, les niveaux piézométriques mesurés sous la base du barrage en aval du rideau d'injection apparaissent équivalents voire inférieurs au niveau aval, ce qui traduirait un rabattement $\geq 100\%$.

2.3.2 Bétonnage

Le CCTP prescrit un béton C20/25 dosé à 230 kg/m³ maximum. La formulation retenue est 215 kg de ciment CEM I 52,5 N CE PM-ES CP2 NF de chez Lafarge + 120 kg de cendres volantes (soit 270 kg/m³ de liant équivalent) avec une masse volumique théorique de 2355 kg/m³ et une résistance à la compression à 28j de 28 MPa. Le dosage du ciment est augmenté pour répondre à des contraintes de pompabilité du béton et de cadence de l'entreprise (délai de prise du béton influant sur le décoffrage). Le maître d'œuvre alerte l'entreprise sur l'aléa de réaction exothermique du béton. Un calcul pour vérifier la chaleur d'hydratation à cœur de la pièce de béton est réalisé et indique des températures de cœur = 57,8°C ou 61,6 ° pour des pièces de 3 et 10 m ; ce qui est inférieur aux recommandations de réaction sulfatique interne mais n'apporte pas de renseignements sur le niveau de fissuration thermique.

En cours de chantier, en période estivale, un suivi de la mesure de la température du béton est effectué sur quelques plots. Des fissurations sont toutefois relevées et la formulation est modifiée pour 200 kg de ciment CEM I 52,5 N CE PM-ES CP2 NF de chez Lafarge + 130 kg de cendres volantes (soit 251 kg/m³ de liant équivalent).

Le chantier s'est donc vu confronté à un double impératif (conditions de mise en œuvre des bétons, face à l'aléa de fissuration thermique). La difficulté repose notamment sur la possibilité de quantifier initialement l'aléa de fissuration thermique qui dépend de nombreux paramètres (composition et température du béton, géométrie du volume bétonné, température extérieure,...).

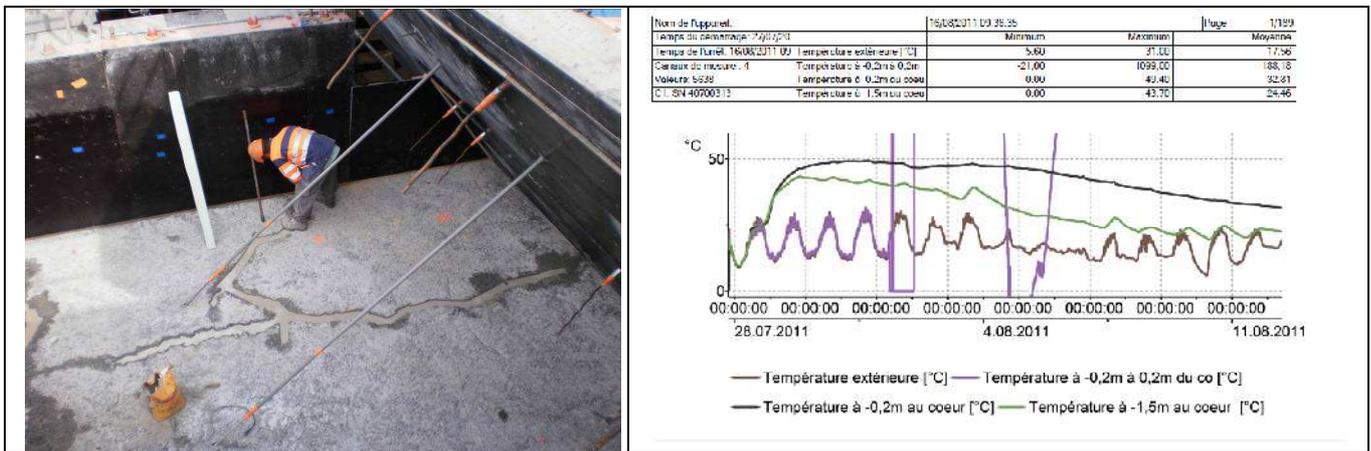


Figure 3 : Fissuration thermique et exemple de mesure de température

Nous retiendrons que ces considérations de bétonnage sont très peu prises en compte en phase étude.

Les paramètres de dimensionnement de la phase étude recherchés sur le chantier sont :

- Le poids volumique du béton (fixé à 24 kN/m^3). Les valeurs du chantier sont peu suivies ; elles seraient de $23,10 \text{ kN/m}^3$. Le suivi qualité porte surtout sur la résistance à la compression.
- La cohésion (fixée à 100 kPa). Sur le chantier elle se traduit par le traitement des reprises de bétonnage (passage au râteau et application d'une résine d'accrochage sur les 3 m amont).

3. DIFFICULTES PARTICULIERES POSEES PAR LES PETITS BARRAGES A VOUTES MULTIPLES (OU A CONTREFORTS)

Nous proposons de synthétiser les difficultés liées à ce type d'ouvrage (voûtes multiples ou contreforts) au travers de trois exemples d'ouvrages similaires de la région Ouest.

3.1 Présentation des ouvrages

Les trois barrages sont légèrement plus récents que celui de la Visance (construction dans les années 60). Pour les caractéristiques géométriques, le barrage de Beaufort est similaire à celui de la Visance, avec des épaisseurs de béton légèrement plus fortes mais un rayon de voûte également plus grand. Ces deux ouvrages ont une conception particulière avec des éléments de béton en travers des contreforts servant à renforcer la stabilité.

Les barrages de Tréauray et Pont-Sal sont des barrages à contreforts, c'est-à-dire que les voûtes sont remplacées par des dalles planes s'appuyant sur les contreforts. Les épaisseurs de béton des dalles et contreforts sont un peu plus importantes.

	Barrage de Tréauray	Barrage de Pont Sal	Barrage de Beaufort
Département	Morbihan	Morbihan	Ille et Vilaine
Année de construction	1959	1960-61	1960-61
Maître d'ouvrage	Syndicat départemental	Syndicat départemental	Syndicat local
Hauteur	8 m	7 m	10 m
Volume	0,7 Mm ³	0,2 Mm ³	1,3 Mm ³
Bassin versant	200 km ²	93 km ²	63 km ²
Usage	AEP	AEP	AEP
Type de barrage	Dalles d'épaisseur 40 cm, inclinées de 20°, reposant sur des contreforts d'épaisseur 50 cm (entraxe 8,50 m)	Dalles d'épaisseur 17-40 cm, inclinées de 40°, reposant sur des contreforts d'épaisseur 30 cm (entraxe 5,0 m)	Voûtes d'épaisseur 12-30 cm, inclinées de 45°, reposant sur des contreforts d'épaisseur 50 cm (entraxe 10,0 m). Massif d'appui en béton entre les contreforts
Fondation	Rocher granitique à faible profondeur, traitement par un para fouille et une semelle sous les contreforts	Rocher granitique à faible profondeur, traitement par un para fouille et une semelle sous les contreforts	Rocher schisteux de 0 à 10 m de profondeur recouvert d'alluvions, traitement par un para fouille amont et des parois moulées sous les contreforts

Tableau 5 : Présentation des trois autres barrages

3.2 Diagnostic des ouvrages et scénarios d'aménagements retenus

Le diagnostic des barrages portent sur les éléments de conception suivants :

- Stabilité locale des structures, avec prise en compte d'un facteur vieillissement.
- Stabilité d'ensemble de la géométrie.
- Dimensionnement hydraulique.

3.2.1 Stabilité structurelle

Les éléments de connaissance relatifs à la stabilité structurelle des ouvrages sont synthétisés dans le tableau.

	Barrage de Tréauray	Barrage de Pont Sal	Barrage de Beaufort	Barrage de la Visance (ancien)
Connaissance de l'ouvrage	2 plans de coffrage de l'Entreprise (vue en plans et coupes)	1 dossier de plans d'exécution complet	Les plans ont été perdus. Photocopies de plans de coffrage d'exécution (avec écarts par rapport à la réalité)	Notes de calculs
Avis sur la stabilité d'ensemble	Résistance de la structure jugée satisfaisante, par un calcul aux EF sur une dalle	Résistance de la structure jugée satisfaisante par un calcul sommaire	Résistance de la structure vérifiée (mais jugée limite) par un calcul aux EF sur plusieurs éléments	Résistance de la structure jugée insuffisante, par un calcul aux EF sur un élément
Vieillesse de la structure	Pas de pathologie des bétons mise en évidence	Pas de pathologie des bétons suspectée	Pathologie des bétons par carbonatation	Forte corrosion des aciers sur le parement aval
Autres défauts	Des désordres structurels (fissures sur les contreforts) dus à la conception	Fuites importantes au raccord dalles-passerelle	-	-

Tableau 6 : Eléments de connaissance relatifs à la stabilité structurelle des barrages

La stabilité des structures est difficile à vérifier. Elle nécessite la connaissance exacte du ferrailage et des hypothèses de béton armé. Le calcul peut être effectué de façon sommaire par la formule de la poutre (cas des dalles) ou nécessite des modélisations plus complexes par éléments finis sur un élément caractéristique (un contrefort et une demi-voûte) ou sur l'ensemble de l'ouvrage.

Les marges de sécurité peuvent également être diminuées par des pathologies du béton, d'autant plus conséquentes du fait des faibles épaisseurs des structures. L'ancien barrage de la Visance présentait une corrosion marquée des aciers ; le barrage de Beaufort présente une pathologie de carbonatation des bétons (sans corrosion marquée des aciers actuellement).

Deux de ces barrages présentent également des défauts de conception de la passerelle en crête qui conduisent à des fissurations majeures ou à des fuites. A Tréauray, la passerelle en béton est solidaire des contreforts. Des déplacements différentiels entraînent une fissuration marquée des contreforts. A Pont-Sal, le raccordement entre les dalles et la passerelle n'est pas bien étanché.

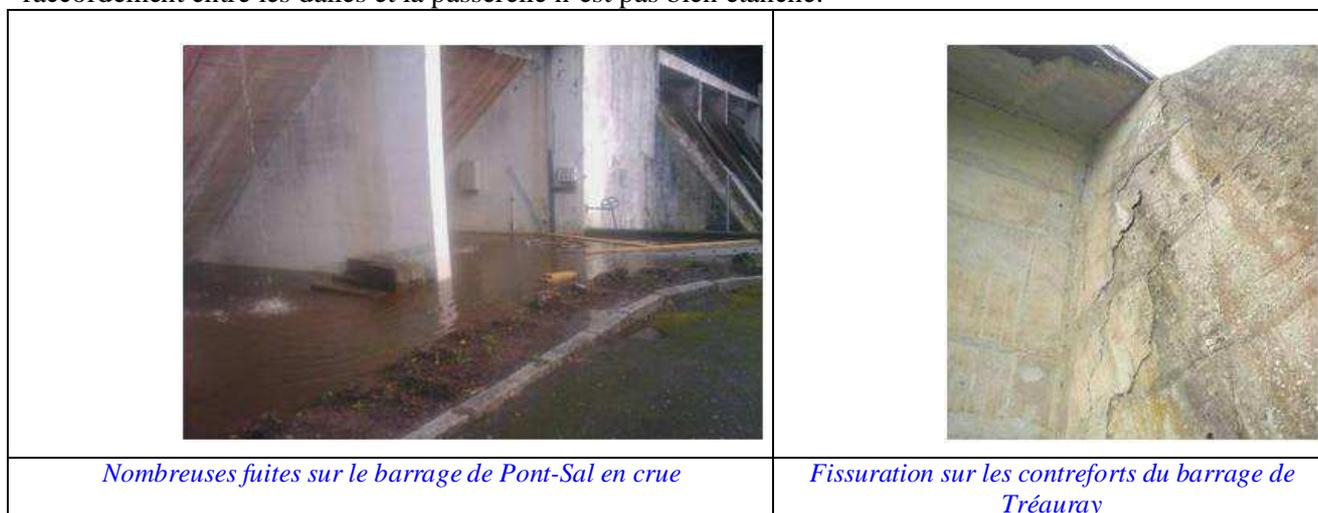


Figure 4 : Photographies des défauts structurels

3.2.2 Stabilité d'ensemble

La stabilité d'ensemble est fortement dépendante de la géométrie et de l'entraxe des contreforts. L'inclinaison du parement amont permet de mobiliser le poids de l'eau en stabilité.

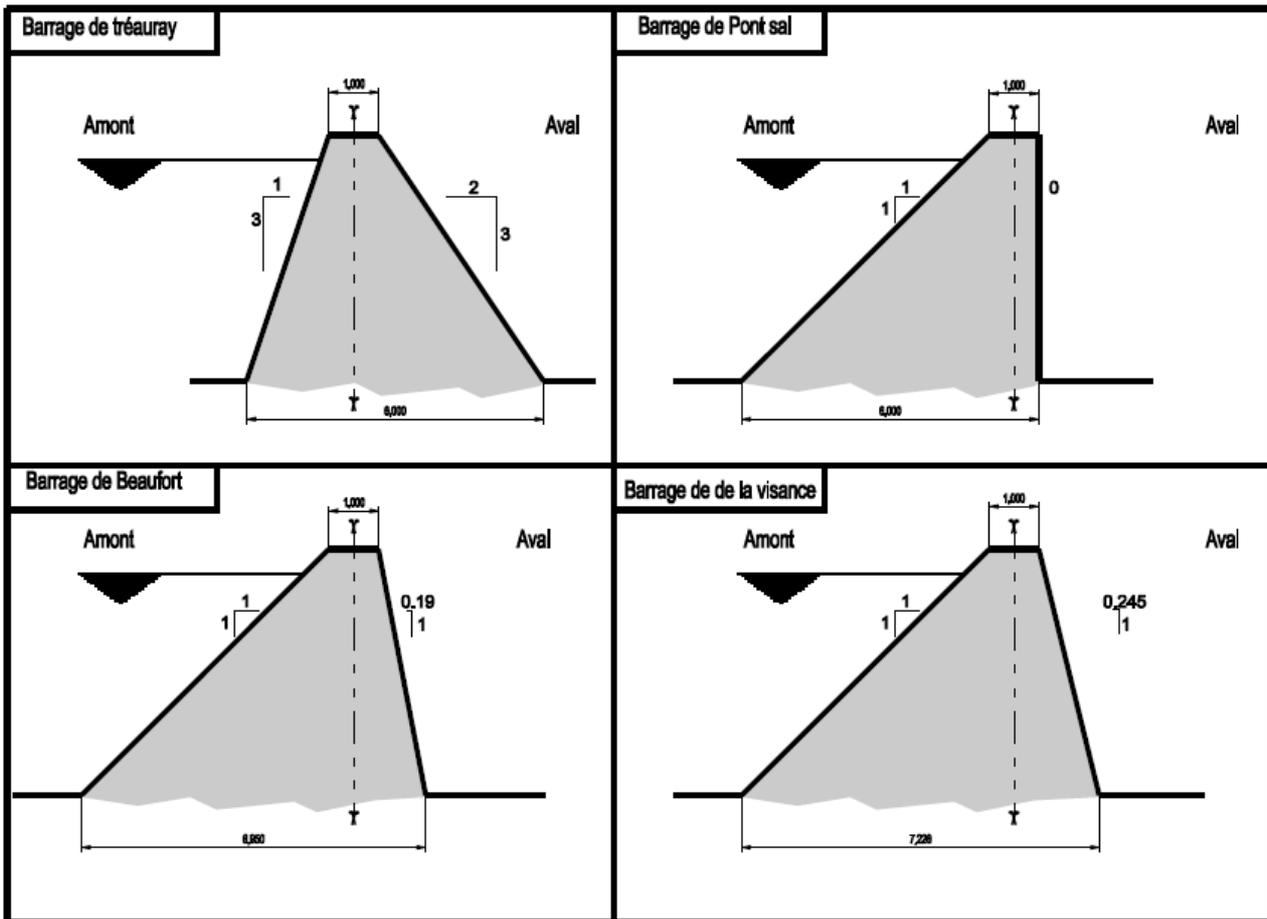


Figure 5 : Coupe type des barrages

Le facteur dimensionnant en stabilité de petits barrages est généralement la valeur de cohésion prise en compte. Pour ces ouvrages, le ferrailage du béton annule les problèmes de mise en traction sur le parement amont ; seul reste le facteur glissement sur la fondation et mobilisation de la résistance en fondation.

La stabilité d'ensemble est jugée satisfaisante sur l'ensemble des ouvrages avec les spécificités suivantes :

- Barrage de Tréauray : la stabilité est jugée satisfaisante après avoir levé un doute sur l'inclinaison de la base des contreforts, le rocher de fondation étant de bonne qualité.
- Barrage de Beaufort : la stabilité est jugée satisfaisante avec une conception très particulière du fait d'une forte épaisseur de matériau de qualité médiocre (les contreforts sont ancrés sur des parois moulées, des massifs supplémentaires viennent appuyer sur les parois).

3.3.3 Dimensionnement hydraulique

Ces trois barrages se caractérisent par un sous-dimensionnement manifeste de l'évacuateur de crue, encore plus marqué que pour le barrage de la Visance (évacuation de 20 à 40% du débit de pointe de la crue millénale). Leur conception se base également sur des grandes vannes de vidange de fond de dimensions supérieures à 1 m * 1,50 m. Elles permettent certes d'évacuer un débit théorique important en crue mais présentent beaucoup d'aléas de fonctionnement (impossibilité de les tester, fonctionnalité aléatoire).

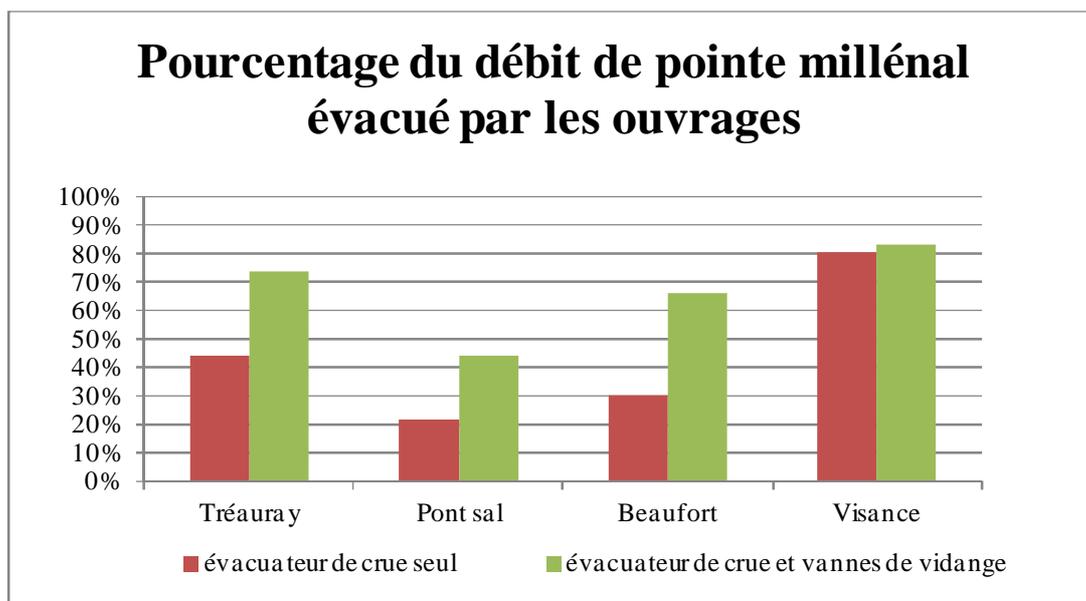


Figure 6 : Capacité d'évacuation des crues des ouvrages existants

3.4 Devenir des ouvrages

Sur les quatre ouvrages objet de l'étude de cas, les choix de mise en sécurité s'avèrent différents.

Un des ouvrages fait l'objet d'une reconstruction (Visance), deux ouvrages font l'objet de confortement lourd ; et pour le quatrième son arasement est privilégié par le maître d'ouvrage sous réserve d'étude complémentaire sur l'aspect sociologique et réaménagement du site.

Ces choix dépendent bien évidemment du diagnostic et de l'état des ouvrages mais également de choix d'investissement de la part du maître d'ouvrage. Par exemple, pour le barrage de Beaufort, le maître d'ouvrage a privilégié un confortement sur du moyen terme.

Nous retiendrons aussi que l'évènement déclencheur des réflexions sur le devenir des barrages a été dans un des cas, des exigences d'usage (augmentation de la capacité de la retenue sur Visance) ; et pour les autres cas, des contraintes réglementaires (notamment la réglementation sur la sécurité des ouvrages hydrauliques).

	Barrage de Tréauray	Barrage de Pont Sal	Barrage de Beaufort	Barrage de la Visance (ancien)
Devenirs des barrages	Travaux d'augmentation de la capacité d'évacuation des crues	Arasement privilégié par le MOA Travaux de sécurisation minimum	Travaux d'augmentation de la capacité d'évacuation des crues + traitement des bétons	Travaux de reconstruction
Début de réflexion	2009	2009	2001	2000
Echéance de travaux	2014	2016 (?)	2013	2011
Estimation des coûts (€ HT)	1 M€	< 0,54 M€	1,3 M€	4,5 M€
Durée de vie estimée	> 50 ans	> 100 ans	> 25 ans	> 100 ans
Amortissement	20 000 €/an	5 400 €/an	52 000 €/an	45 000 €/an

Tableau 7 : Choix sur le devenir des ouvrages

4. CONCLUSIONS

L'article met en évidence les enseignements et difficultés rencontrés dans les phases d'étude et de réalisation de travaux de modernisation.

Nous retiendrons que les phases de conception ne sont pas dictées seulement par la technique. Il rentre également en compte les enjeux d'aménagement du maître d'ouvrage (usage, investissement) et certainement un effet « d'époque ». Dans les années 1960, le coût des bétons face à la main d'œuvre a favorisé les barrages de type multivoûtes. Aujourd'hui, la réglementation sur la sécurité des ouvrages hydrauliques amène un focus important sur ces petits ouvrages (classe C), notamment au niveau du dimensionnement hydraulique.

En phase chantier, nous retiendrons la difficulté de mettre en correspondance les paramètres retenus de conception avec l'ouvrage construit (qualité du fond de fouille, injection, béton). Cette difficulté peut alors conduire à une sécurité excessive pour un petit barrage (rocher de fondation de bonne qualité, très bon rabattement des sous-pressions, béton sur-dosé).

REMERCIEMENTS

Nous remercions Mme Bourserie, M. Desmonts et M. Legal, représentants des maîtres d'ouvrages de chacun de ces ouvrages.