

COMMISSION INTERNATIONALE  
DES GRANDES BARRAGES

-----  
VINGT SEPTIÈME CONGRÈS  
DES GRANDES BARRAGES  
MARSEILLE, JUIN 2022  
-----

**MESURES IN-SITU: UN ATOUT POUR JUGER DE LA REPRÉSENTATIVITÉ  
DES MODELISATIONS NUMÉRIQUES (\*)**

Xavier MOLIN

*Ingénieur, TRACTEBEL ENGINEERING*

Patrice ANTHINIAC

*Expert, TRACTEBEL ENGINEERING*

Pauline BOFFETY

*Ingénieur, EDF CIH*

Philippe KOLMAYER

*Expert, EDF CIH*

FRANCE

**RÉSUMÉ**

Le gonflement du béton et les séismes sont des sujets de mieux en mieux appréhendés. Il y a eu des évolutions importantes dans la modélisation de ces phénomènes. Afin de valider les modèles numériques parfois complexes, il est important de les confronter à des mesures in-situ spécifiques.

Les mesures de bruits ambiants sont utilisées pour caler les rigidités dynamiques de l'ouvrage dans le modèle numérique. Les résultats sur deux ouvrages sont présentés. L'erreur entre la fréquence mesurée et celle calculée à partir des rigidités classiques peut être importante. Dans un des cas, cela aurait conduit à sous-estimer l'amplification du séisme par le barrage.

---

\* *In-situ measurements: an asset for assessing the representativity of numerical modeling*

Les contraintes évaluées par le modèle numérique sont directement dépendantes du module de béton considéré: un calage du modèle numérique sur uniquement des déplacements issus de l'auscultation n'est pas suffisant et peut conduire à une importante surestimation des contraintes. Les mesures de contraintes in-situ permettront de vérifier si le niveau de contraintes dans le barrage est acceptable à l'instant de la mesure, et de valider la représentativité du modèle. Le REX d'EDF montre qu'une modélisation par analogie thermique peut suffire pour les barrages à faible taux de gonflement tandis qu'un modèle d'endommagement sera nécessaire afin de reproduire le niveau de contrainte réel mesuré d'un barrage à fort taux de gonflement. Les mesures de contraintes in-situ constituent donc une bonne pratique de validation des modèles numériques.

## SUMMARY

The understanding of behavior of concrete swelling dams and behavior during seismic loading is improving. Some important evolution occurred recently, thanks to numerical modeling. To validate those complex models, it is important to compare them to in-situ measurements.

Ambient vibration recordings are used to adjust the dynamic stiffnesses of the structure in the numerical model. The results for two dams are presented. The error between the first frequency measured and the one estimated in the model can be important. For one dam, the error would have led to underestimate the dynamic amplification of dam displacements.

The stresses estimated by numerical modeling are linked to the deformation modulus of concrete considered: the validation of a numerical model only on displacements of dam from monitoring can lead to an important over-estimation of the stresses. The in-situ stress measurements will allow to assess the actual stress state of the dam and validate the numerical model. EDF experience is that, as a simple numerical model can be representative of a dam behavior with slow swelling rate, it is not for dams with high swelling rate. The measurement of in-situ stresses is therefore recommended to validate a dam behavior analysis.

## 1. INTRODUCTION

L'analyse du comportement des barrages en béton est en constante évolution. Elle tire profit des capacités de modélisations qui deviennent de plus en plus élaborées. Néanmoins, le recours à ces modèles sophistiqués nécessite une attention particulière, du fait de leur complexité et de leur sensibilité. L'application de ces modèles à des ouvrages existants requiert ainsi quasiment systématiquement de les confronter à de données d'auscultation ou des mesures in situ spécifiques.

Deux grands sujets sont abordés dans le présent article.

Le premier concerne le comportement dynamique des barrages en béton. A travers le retour d'expérience de Tractebel sur deux ouvrages, l'apport de mesures de bruits ambiants dans l'analyse dynamique des modèles est exposé.

Le second sujet montre les apports des mesures de contraintes in situ dans la validation et le recalage des modélisations du comportement des barrages atteints de gonflements. Le retour d'expérience d'EDF sur les différents essais réalisés sur quatre de ses ouvrages est ainsi présenté.

À l'issue de cette analyse, des recommandations sont proposées pour prendre en compte ces spécificités dans l'analyse du comportement des barrages en béton.

## 2. APPORT DES MESURES DE BRUITS AMBIANTS À L'ANALYSE DU COMPORTEMENT SISMIQUE DES BARRAGES BÉTON

### 2.1. SURVEILLANCE DES OUVRAGES AU SÉISME: ENTRE PRÉVENTION ET PRÉDICTION

Les sollicitations sismiques sont par nature brutales, instantanées et spécifiques. Ces caractéristiques font qu'il n'est pas possible d'agir sur l'ouvrage pendant un séisme. Il n'est pas non plus possible d'extrapoler le comportement habituel de l'ouvrage à partir des observations réalisées quotidiennement: les oscillations amont et aval lors d'un séisme sollicitent le barrage de manière très différente des chargements habituels.

La sûreté et la sécurité des ouvrages pendant un séisme sont donc assurées en amont dans son dimensionnement et dans la définition de l'organisation à mettre en place après une secousse d'une part, et d'autre part par la réalisation après l'évènement d'un diagnostic post-séisme afin de vérifier que l'ouvrage s'est comporté conformément à ce qui avait été anticipé.

La sûreté repose donc:

- sur la prédiction du comportement sismique, en particulier sur la modélisation du barrage et son dimensionnement, pour évaluer l'amplification du barrage pendant le séisme, et les champs de contraintes, accélérations, déplacements associés, ainsi que sur le retour d'expérience des ouvrages ayant subi des séismes majeurs
- sur la prévention, en s'assurant qu'après un séisme il sera possible de réaliser les visites d'inspections, de contrôler les équipements hydromécaniques (organes sensibles) et de préserver la fonctionnalité d'un évacuateur de crues

ou de dimensionner la vidange de fond afin d'avoir une capacité suffisante pour réduire rapidement la pression de l'eau qui s'applique sur le barrage en cas d'alerte.

Dans les paragraphes suivants, il sera discuté des moyens et méthodes pour prédire le comportement de l'ouvrage, à partir du retour d'expérience, mais également des modélisations numériques, qui peuvent donner des résultats assez différents en fonction des méthodes mises en œuvre et des paramètres (caractéristiques) qui ont été retenus.

## 2.2. RETOUR D'EXPÉRIENCE: DES OUVRAGES PLUTÔT RÉSISTANTS

Peu d'ouvrages sont équipés d'une auscultation spécifique permettant de mesurer les sollicitations du barrage au cours d'un séisme (accéléromètres). Cela ne diminue en rien la sûreté ni la sécurité des ouvrages existants, car le diagnostic post-sismique reposera principalement sur les grands principes usuels de l'auscultation (inspection, et auscultation des sous-pressions, déplacements, etc.). Il s'agit de s'assurer que le barrage peut être maintenu en service en conditions normales d'exploitation. En revanche, lorsque la mesure des accélérations du barrage pendant le séisme est disponible, cela est riche d'information pour analyser *a posteriori* le comportement du barrage lors du séisme. Il s'agit d'un outil primordial pour valider les méthodes de calculs comme on le verra dans le paragraphe suivant.

Le retour d'expérience ne montre pas de ruptures de barrage en béton au cours d'un séisme, à l'exclusion du cas particulier du barrage de Shih-Kang à Taïwan: traversé par une faille active qui n'avait pas été détectée lors de la construction de l'ouvrage, le séisme Chi-Chi a généré en 1999 un déplacement différentiel des deux rives (provoquant un rejet vertical de 7,7 m) [1].

Différents ouvrages ont subi des séismes majeurs, et cela concerne tous les types de barrage en béton.

Les dégradations sur les barrages-voûtes ont été limitées. Elles concernent plutôt les ouvrages annexes, en particulier les piles des évacuateurs de crues intégrées dans l'ouvrage. Les barrages-voûtes de Rapel (109 m de hauteur, Chili) Pacoima (113 m de hauteur, Etats Unis) ou Shapei (130 m, Chine) ont subi des séismes majeurs. Seuls quelques désordres mineurs sont apparus, à proximité des évacuateurs de crues (Rappel), ou des rives (Pacoima)

La grande majorité des barrages-poids ayant subi des séismes importants, ont résisté sans dommage bien que les calculs prédisaient des contraintes de traction élevées. Quelques fissures sont apparues toutefois dans certains cas. Les cas suivants peuvent être mentionnés en particulier: le barrage Baozushi (132 m, Chine) concerné par le séisme du Wechuan 2008 dont les fuites ont augmenté après le séisme, le barrage de Lower Crystal Sprinces (39 m, Etats Unis) qui n'a pas subi de

dommage malgré des contraintes de tractions supérieures à 5 MPa selon les rétro-analyses réalisées ultérieurement, et le barrage Kyona (102 m, Inde) pour lequel quelques fissures sont apparues.

Les barrages multi-voûtes et les barrages à contreforts ont un comportement différent, et sont très sensibles aux sollicitations transversales. Le barrage à contreforts de Sefid Rud (106 m, Iran) a subi des dommages importants lors d'un séisme de magnitude 7,3 à 7,7 en 1990. Une fissuration importante a été observée sur la plupart des contreforts, en partie supérieure de l'ouvrage. Le barrage a pu être conforté par la suite.

Finalement, si des désordres mineurs tels qu'une fissuration locale ou de faibles déplacements différentiels ont pu être quelques fois observés à la suite à de séismes majeurs, les ouvrages en béton présentent globalement une bonne résistance au séisme, les barrages voûtes étant même particulièrement résistants.

En revanche, certaines vulnérabilités sont apparues:

- Les ouvrages hydromécaniques, en particulier les vannes. En effet, l'oscillation en opposition des phases des piles des évacuateurs de crues a généré certains désordres.
- L'augmentation des sous-pressions, en fondation, peut apparaître pour des séismes mineurs. Un drainage confortable est ainsi une barrière de sécurité appréciable, voire nécessaire pour les séismes importants; une augmentation démesurée des sous-pressions après un séisme pouvant conduire à une instabilité générale.

## 2.3. MODÉLISATION: DES TECHNIQUES EN PLEINE ÉVOLUTION

La modélisation sismique des ouvrages a connu un véritable essor ces dernières années, avec d'une part l'augmentation importante de la capacité de calcul, et d'autre part la démocratisation de lois de comportement de plus en plus élaborées. Cette complexité a été poussée par le constat d'une surestimation des effets du séisme, parfois importante, des méthodes usuelles: lors des rétro-analyses qui ont été effectuées, des tractions supérieures à 5 MPa ont été par exemple calculées sur le barrage de Lower Crystal alors qu'aucune fissure n'a été observée sur l'ouvrage. De la même manière, des amortissements proches de 20% ont été nécessaires dans la modélisation du barrage de Kurobe, alors que le séisme initial était très faible [2].

Les principales évolutions dans la modélisation concernent l'amélioration de la prise en compte de l'interaction fluide structure, avec la modélisation de la retenue sous forme de fluide compressible ou incompressible, et l'utilisation de frontières absorbantes pour mieux modéliser les interactions sols structure.

Ces méthodes ont fait l'objet de nombreuses publications et peuvent être maintenant considérées comme matures et être appliquées sur projet. On citera le travail d'A.K. Chopra, en particulier sur les barrages-voûtes de Mauvoisin et de Pacoima [3][2], la coopération entre la JCOLD et le CFBR [4] qui tire profit d'une base de données importante de mesures du comportement d'ouvrage au Japon, ou encore les benchmarks de calcul organisés par le comité A de la CIGB dont les plus récents concernent Gratz en 2015 (interaction fluide-structure), Stockholm en 2017 (interaction fluide structure et les frontières absorbantes) et Milan en 2019 (frontières absorbantes).

On notera que ces dernières méthodes, parfois longues à mettre en œuvre et difficiles à paramétrer, sont à réserver à l'analyse de cas spécifiques. Les méthodes «historiques» doivent ainsi continuer à être utilisées si elles permettent de justifier le comportement des ouvrages.

La modélisation fine des interactions sol structure ou fluide structure se destine principalement aux ouvrages soumis à des aléas sismiques importants. En diminuant les marges de calcul, en particulier sur les amortissements, il convient de maîtriser l'ensemble des autres paramètres significatifs de l'ouvrage; les approximations devenant de moins en moins acceptables.

*In fine* le comportement d'un ouvrage au séisme dépend de deux facteurs principaux:

- La sollicitation (intensité, direction). L'analyse de l'aléa sismique, et notamment la prise en compte des éventuels effets de site, n'est pas le sujet du présent article. Un minimum de trois jeux d'accélérogrammes est requis pour les calculs linéaires selon les bonnes pratiques;
- La résonance de l'ouvrage.

Cette résonance est gouvernée d'une part par la géométrie de l'ouvrage et la rigidité des matériaux, qui vont déterminer la fréquence de résonance (l'interaction fluide structure tend également à diminuer cette fréquence), et d'autre part par l'amortissement apparent, qui détermine le facteur d'amplification de la résonance. La compressibilité de l'eau, mais surtout les frontières absorbantes apportent un amortissement significatif, pouvant atteindre 20% pour les barrages-poids [4].

Pour des ouvrages neufs, la rigidité dynamique des matériaux est souvent déterminée en multipliant par un facteur 1,25 à 1,5 la rigidité statique. Dans ce cas, il est recommandé de vérifier sur le spectre la fréquence des premiers modes, afin de s'assurer qu'une petite modification de la fréquence de résonance ne peut générer une augmentation significative des efforts, vitesses ou déplacements de la structure.

Pour des ouvrages existants, il est possible de réaliser une mesure de ces fréquences de résonances, fiabilisant ainsi les modèles de calcul et les résultats.

#### 2.4. MESURES IN SITU: UN OUTIL QUI PERMET DE FIABILISER LA PRÉDICTION

Deux types de méthode sont utilisés pour mesurer la fréquence de résonance des ouvrages. Bien utilisées, elles permettent chacune d'avoir des résultats satisfaisants:

- les mesures par vibration forcée
- les mesures de bruits ambiants

Les mesures par vibration forcée consistent à faire vibrer une masse sur l'ouvrage, et de mesurer les accélérations en plusieurs points de mesures sur l'ouvrage. En choisissant correctement l'emplacement de ces mesures, il est ainsi possible de déterminer la fréquence de résonance, la déformée, et l'amortissement de la sollicitation. L'énergie d'excitation est faible (5kW) comparée à l'énergie d'un séisme. Elle permet de réduire le ratio entre le signal à mesurer et le bruit. De telles mesures ont par exemple été réalisées sur le barrage multi-voûte Daniel Johnson (Canada) dynamique, et ont permis de caler le modèle avec un module du béton et du rocher respectivement de 44 et 40 GPa [5]. Le signal d'excitation étant connu, les capteurs sont installés en crête de l'ouvrage.

Les mesures de bruits ambiants sont une autre alternative. L'ouvrage est naturellement soumis à diverses sollicitations, de faibles voir très faibles intensités, mais couvrant l'intégralité du spectre. Ces mesures consistent à «écouter» le bruit ambiant sur l'ouvrage. Le signal initial n'étant pas connu, cette méthode nécessite d'installer des capteurs à la fois en crête de l'ouvrage, mais également en pied. Un traitement statistique des signaux entre la crête et le pied permet de déduire l'amplification des sollicitations, et donc de calculer les fréquences de résonance, ainsi que la déformée des modes propres lorsque le pas de mesure est suffisant (plusieurs capteurs). Les mesures peuvent être réalisées sur une journée, et l'appareillage de mesure est facilement transportable.

Cette méthode analyse les vibrations du barrage pour une faible énergie de sollicitation. Par conséquent, même si ces vibrations permettent de déterminer la rigidité des matériaux, elles ne permettent pas de mesurer les effets non linéaires qui apportent de la souplesse à la structure et augmentent la dissipation de l'énergie.

Une revue un peu plus détaillée des avantages de cette auscultation a été réalisée par EDF, en particulier dans les publications [7] et [8]. Une campagne d'un an d'enregistrement a été menée sur la voûte de Saint Guérin en 2016 et permet de s'interroger sur l'impact de la cote de la retenue et des conditions thermiques sur le comportement vibratoire [9].

A noter qu'un groupe de travail de l'Association Française de Parasismique a été constitué afin de rédiger un «*Guide relatif à la mise en œuvre et à l'exploitation des méthodes de caractérisation dynamique in situ des bâtiments et ouvrages*».

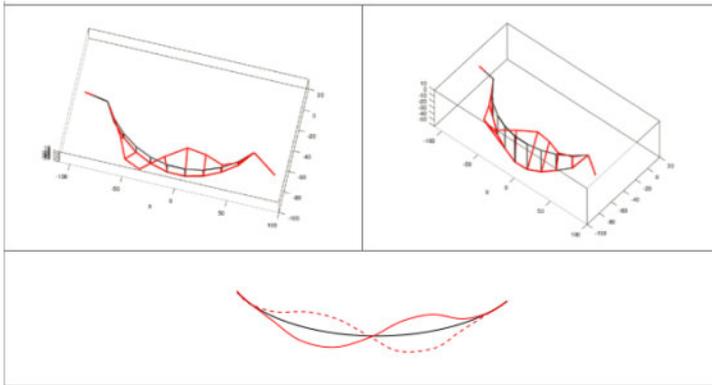


Fig. 1

Mesure des bruits ambiants – Déformée du premier mode à environ 5 Hz.  
*Ambient noise measurements – Deformed shape of first mode at about 5 Hz*

## 2.5. EXEMPLE DE MESURE SUR UN BARRAGE-VOÛTE

Les mesures de bruit ambiant ont été réalisées sur deux barrages-voûtes de géométrie similaires. Il s'agit de deux voûtes fines, d'environ 50 m de hauteur chacune.

Une dizaine de capteurs ont été installés sur la crête, ainsi qu'en pied du barrage. Les mesures se sont déroulées sur une journée.

Les dix premiers modes du barrage ainsi que la déformée ont été déterminés. La figure ci-dessus présente le premier mode, dont la fréquence de résonance est de l'ordre de 5 Hz. La déformée n'est pas symétrique, les deux rives oscillent en opposition de phase.

Une modélisation sismique avancée de l'ouvrage a été réalisée. L'interaction fluide structure a été modélisée en considérant un fluide incompressible, et des frontières absorbantes (PML, Perfectly Matched Layers) ont été introduites pour prendre en compte l'interaction sol structure. La déformée du mode propre est bien reproduite par le modèle aux éléments finis. En revanche pour des modules de rigidité usuels, la fréquence de résonance est plus faible (3 Hz) que celle qui a été mesurée. Il faut augmenter les rigidités au-delà de 60 GPa pour la fondation, et 50 GPa pour le barrage pour atteindre une fréquence de 5 Hz. Ces paramètres ont été jugés déraisonnables (valeurs trop élevées).

Une autre explication a été recherchée, et les blocages entre le barrage et la fondation ont été modélisée: lors des excavations du barrage, la tranche superficielle

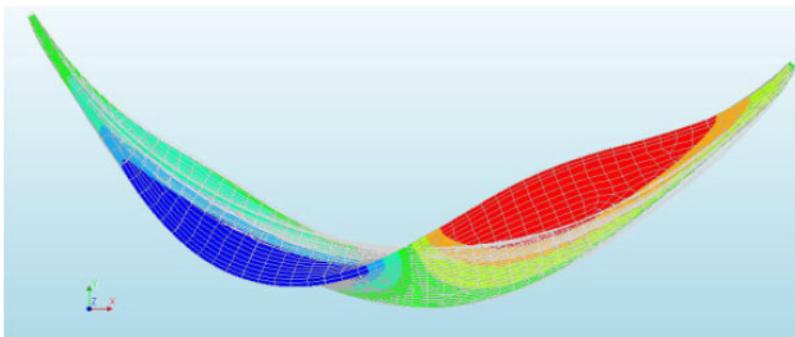


Fig. 2

Déformée du premier mode propre calculée par le modèle aux éléments finis.  
*Deformed shape of the first eigen mode calculated by the finite element model.*

du rocher, jugée de qualité insuffisante a été excavée pour atteindre le rocher sain sur lequel a été fondée la voûte. À l'issue de la construction, l'espace entre la voûte et les talus des excavations a été comblé par du béton. C'est ce qui est appelé blocage du barrage.

En rigidifiant le pied du barrage, ces derniers augmentent la rigidité globale de l'ouvrage. La tranche superficielle du rocher étant de moins bonne qualité, celle-ci a été distinguée dans le modèle, et trois rigidités différentes ont été considérées: le barrage, le massif de fondation et les blocages.

En considérant ces blocages, une fréquence du premier mode de 5 Hz est obtenue pour une rigidité du béton de 40 GPa, de 30 GPa pour le rocher, et 2,5 GPa pour les blocages.

Au final, le ratio entre les modules statiques (court terme, calé à partir des modèles HST réalisés sur les mesures d'auscultation des pendules) et dynamiques est respectivement de 1,15 pour le béton, 2,0 pour la fondation, et 1,6 pour les blocages.

Un calcul identique a été réalisé sur un second barrage-voûte similaire de 50 m de hauteur. La mesure de bruit ambiant a été réalisée de la même manière que la précédente. Le barrage étant plus épais et les excavations moins profondes, les blocages amont et aval du barrage n'ont pas d'influence significative dans la réponse du barrage au séisme. Les calages statiques et dynamiques ont conduit à considérer un ratio entre le module statique et dynamique de 1,0 pour le béton, et 1,6 pour la fondation. Le module statique est respectivement de 30 GPa pour le béton, et 10 GPa pour la fondation. La fréquence du mode propre est de 6,8 Hz.

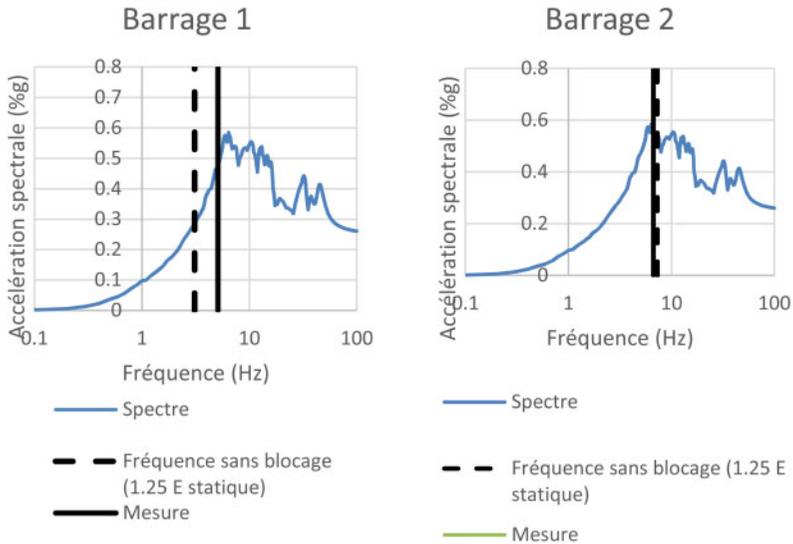


Fig. 3

Comparaison entre la fréquence du premier mode mesuré (trait noir continu), celle calculée en multipliant les modules statiques par 1,5 (traits pointillés noirs), superposés au spectre (bleu)

*Comparison between the frequency of the first mode measured (solid black line) and that calculated by multiplying the static moduli by 1.5 (black dotted line), superimposed on the spectrum (blue)*

Pour ces deux projets, il a été observé que la rigidité de la fondation avait un impact plus important sur la fréquence des modes propres que la rigidité du béton.

Si une attention particulière est portée sur la fréquence de résonance, c'est que celle-ci joue un rôle fondamental dans la réponse du barrage. Lorsque ces fréquences correspondent aux fréquences où l'énergie du séisme est importante, l'amplification du barrage le sera également. Pour analyser cette sensibilité, il est possible de superposer les fréquences des modes propres sur le spectre du séisme.

Les champs de contraintes, d'accélération, et de vitesses calculés sont d'autant plus importants que l'accélération spectrale est élevée. Dans le cas du premier barrage, sans mesures, l'erreur qui aurait été réalisée est importante. Dans le second cas, les 2 fréquences sont situées au maximum de l'accélération spectrale et les résultats sont équivalents.

## 2.6. CONCLUSION

Les sollicitations sismiques constituent un chargement particulier. La sûreté et la sécurité des ouvrages reposent essentiellement sur l'anticipation et le bon dimensionnement des ouvrages.

Le retour d'expérience international montre que les ouvrages en béton ont dans l'ensemble bien résisté aux secousses sismiques, même fortes. Une attention particulière doit toutefois être portée à la vulnérabilité des équipements hydromécaniques, qui assurent parfois des fonctions essentielles comme l'évacuation de crues. Il convient également de prévoir un drainage généreux pour les barrages dont l'aléa sismique est important, la plupart des séismes, même de faibles intensités, ayant été suivis par une augmentation des fuites ou des sous-pressions.

Le comportement des barrages béton sous sollicitations sismiques peut être aujourd'hui bien approché par des modèles de calcul sophistiqués qui ont connu une évolution importante ces dernières années. Les interactions fluide-structure et sol-structure permettent maintenant de reproduire les amplifications constatées sur les barrages. Ces méthodes permettent de tenir compte d'une dissipation de l'énergie bien plus importante que celle considérée dans les modèles traditionnels. En revanche, en diminuant les marges de calculs, les autres approximations deviennent moins acceptables, en particulier sur le choix des fréquences de résonance (qui dépendent principalement de la géométrie et la rigidité des matériaux).

Pour des ouvrages en service, il est conseillé de réaliser des mesures de bruits ambiants (ou de vibration forcée), qui permettent de déterminer la fréquence de résonance et la déformée du barrage. Deux cas ont été traités. À l'issue du calage des modèles numériques sur les mesures, les ratios entre les rigidités statiques et dynamiques varient d'un facteur 1 et 1,15 pour le béton, et 1,5 et 2 pour le rocher. Ces ratios qui peuvent être comparés à la valeur généralement adoptée de 1,25.

Si cette hypothèse classique conduit à des résultats équivalents pour le second cas, l'erreur commise dans le premier cas aurait été importante (sous-estimation de la fréquence du mode fondamentale d'un facteur 2): cette différence est attribuée à la présence des blocages en béton entre le barrage et les excavations du barrage.

Pour des ouvrages neufs, il n'est pas possible de se référer à de telles mesures. Les rigidités dynamiques sont généralement déterminées en multipliant les modules statiques par un facteur 1,25 ou 1,5 en fonction des recommandations appliquées. Au regard des différences observées entre cette méthode et les mesures de bruits ambiants sur les ouvrages en services, les auteurs recommandent de réaliser une étude de sensibilité sur les modules afin de s'assurer qu'une faible modification de la fréquence de résonance ne conduise pas à une augmentation significative de la réponse de l'ouvrage.

### 3. GONFLEMENT DES OUVRAGES

Certains barrages du parc EDF souffrent de pathologies de gonflement du béton. Les modèles numériques, utilisés dans les études de comportement des barrages, sont aussi utilisés dans le cas des barrages gonflants pour affiner la connaissance du comportement et prévoir le comportement long-terme des ouvrages. Dans ces modèles, l'évaluation des contraintes internes est une donnée primordiale voire dimensionnante et il est donc nécessaire de comparer leur estimation avec la mesure in situ.

Si les procédures de calage des modules réversibles sur les déplacements hydrostatiques et saisonniers sont bien établies, Celle du calage d'un module pour la prise en compte du gonflement par analogie thermique est plus sujette à discussion. En effet sur la durée du gonflement pouvant atteindre plusieurs décennies, le phénomène de fluage ne peut être négligé. Le choix forfaitaire de ce module de fluage (cf. le Bulletin 145 de la CIGB) conditionne alors directement les contraintes fournies par le calcul qui peuvent se révéler très importantes. La connaissance de la contrainte in situ permet alors de valider le modèle numérique.

La comparaison de résultats modèles numériques/contraintes in situ est présentée dans ce paragraphe sur 4 grands barrages du parc EDF: le barrage C, le barrage J, le barrage M et le barrage S, atteints soit par la réaction sulfatique interne (RSI) soit par une réaction alcali granulat (RAG).

#### 3.1. DESCRIPTIONS SUCCINCTES DES BARRAGES

Les barrages présentés souffrent tous d'une pathologie de gonflement avérée, avec un taux de gonflement plus ou moins important. Les caractéristiques principales des barrages sont données ci-dessous, ainsi que la pathologie observée et les déplacements irréversibles mesurés par l'auscultation:

Tableau 1  
Caractéristiques principales des barrages considérés

BARRAGE	C	J	M	S
Type	Barrage-poids rectiligne	Barrage-voûte mince	Barrage-voûte (+culée poids)	Barrage-poids curviligne
Hauteur sur fondation	60 m	57 m	32 m	32 m
Hauteur sur TN	52 m	22 m	–	27 m
Construction	1941–1949	1948–1949	1940–1947	1926–1930
Patho-logie	RSI (plus importante en RD, depuis 1955)	RSI (partie supérieure rive gauche de l'ouvrage)	RSI (partie supérieure rive gauche de l'ouvrage)	RAG (plus importante en partie supérieure de l'ouvrage)
Déplacements irréversibles	Déplacement vers l'amont de 0,4 mm/an au max. Exhaussement de 1,4 mm/an.	En RG, vitesse de déplacement vers l'amont de 0,6 mm/an. En RD, vitesse de déplacement de 0,4 mm/an.	Déplacement vers l'amont de 1,5 mm/an au maximum. Exhaussement de 0,9 mm/an.	Déplacement vers l'amont de 0,6 mm/an (entre 1974 et 1994). Exhaussement de 0,2 à 0,4 mm/an (entre 1981 et 1994)

**Tableau 2**  
**Modèles numériques des barrages et taux de déformation imposée pour reproduire les déplacements irréversibles**

<b>BARRAGE</b>	<b>(A) ETUDES NUMÉRIQUES RÉALISÉES</b>	<b>(B) GONFLEMENT</b>
C	Modèle linéaire avec prise en compte du gonflement par analogie thermique (gonflement imposé), puis modèle non-linéaire avec loi de comportement RGI_BETON	Déformation maximale imposée par analogie thermique, variant de 18 à 80 $\mu\text{m}/\text{m}/\text{an}$ entre le haut et le bas.
J	Modèle linéaire avec prise en compte du gonflement par analogie thermique (gonflement imposé)	Déformation imposée de 2 à 10 $\mu\text{m}/\text{m}/\text{an}$ pour les parties supérieures des plots.
M	Modèle non-linéaire avec éléments joints au contact béton-rocher ainsi qu'au niveau d'une fissure RG. Prise en compte du gonflement par analogie thermique.	Variable entre 45 et 100 $\mu\text{m}/\text{m}/\text{an}$ en crête et 0 $\mu\text{m}/\text{m}/\text{an}$ en partie inférieure.
S	Modèle linéaire. Prise en compte du gonflement par analogie thermique.	Variable entre 0 en pied et 40 $\mu\text{m}/\text{m}/\text{an}$ en crête.

### 3.2. DESCRIPTION DES MODÈLES NUMÉRIQUES

Dans les exemples proposés, la prise en compte du gonflement dans les modèles numériques peut être réalisée de deux manières:

- Avec une loi de comportement du béton élastique linéaire, le gonflement peut être modélisé par «analogie thermique» qui correspond à l'application d'une dilatation imposée au barrage,
- Avec un calcul plus sophistiqué, en utilisant la loi de comportement nommée RGI\_BETON, développée par EDF et le LMDC dans Code\_Aster. Cette loi couple deux modèles de comportements: un premier qui permet de décrire la fissuration du béton grâce à un modèle non linéaire couplant des critères plastiques et des endommagements anisotropes, et un second qui permet de décrire le fluage du béton.

La méthode par analogie thermique est à utiliser dans un premier temps. Si elle ne suffit pas à décrire le comportement du barrage, ou si les contraintes et la fissuration de l'ouvrage sont trop importantes, l'approche non linéaire basée sur la loi RGI\_BETON est alors mise en œuvre. Les modèles numériques utilisés pour les 4 barrages du parc EDF sont présentés dans le tableau suivant. La colonne (B) précise la déformation imposée déterminée par calage sur les déplacements irréversibles pour les calculs par analogie thermique.

### 3.3. MESURE DE CONTRAINTES IN SITU ET COMPARAISON AUX RÉSULTATS DES MODÈLES NUMÉRIQUES

Ces 15 dernières années, EDF a commandé plusieurs campagnes de mesures de contraintes in situ par surcarottage sur différents barrages. Le retour d'expérience sur ces mesures met en évidence qu'elles permettent d'estimer l'ordre de grandeur des contraintes, mais qu'elles présentent une variabilité locale assez importante. Cette variabilité est due au caractère local de la mesure; les cellules des essais de surcarottage ne mesurant des déplacements que sur quelques centimètres, la présence d'un granulat au niveau de la mesure peut avoir une influence non négligeable. La variabilité peut être lissée en réalisant un nombre d'essais suffisants afin de constituer une valeur moyenne représentative.

Dans ce chapitre seront présentés des résultats des mesures de contraintes réalisées avec la même technologie: l'essai de surcarottage avec cellule Doorstopper (réalisé par l'entreprise SIAL.TEC).

Le principe de l'essai est le suivant: un forage est réalisé dans le corps du barrage et en fond de forage, la cellule Doorstopper est collée (remarque: la profondeur maximale du forage est limitée à 4,5 m pour un problème de temps de prise de la colle). Puis, un sur-carottage est réalisé en fond de forage: la cellule Doorstopper, équipée de 4 jauges de déplacements, va mesurer le relâchement radial du béton décomprimé par le surcarottage. La carotte issue du surcarottage est ensuite cassée du fond de trou, et elle est testée en essai de compression biaxiale afin de déduire le module d'Young du béton. En connaissant ainsi la déformation (relâchement des contraintes) et le module, les contraintes principales in situ peuvent être calculées ainsi que leur orientation. Le coefficient de Poisson est considéré par défaut à 0,2.

#### 3.3.1. Barrage J

5 essais de mesure de contraintes par surcarottage ont été effectués sur le barrage J, dans un seul forage, régulièrement espacés dans l'épaisseur de la voûte (entre 0,40 et 2,6 m). Ils ont été réalisés depuis le parement aval au niveau du plot supposé présenter le plus fort taux de gonflement. L'essai réalisé à 2,6 m de profondeur est positionné à 40 cm du parement amont (voûte d'épaisseur 3 m).

Les essais ont été réalisés à cote de retenue basse et en automne. D'après le modèle numérique, au point d'implantation des forages, le chargement thermique saisonnier fait varier les contraintes principales d'environ plus ou moins 0.5 MPa, ce qui est très faible. Il a donc été postulé que les contraintes mesurées à cote basse sont essentiellement dues phénomène de gonflement.

Les contraintes mesurées pour chaque essai sont présentées à la Figure 1. Elles présentent une certaine variabilité, ce qui est naturel pour un matériau

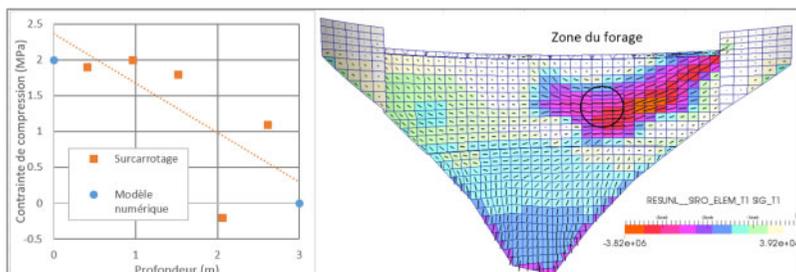


Fig. 4

Mesures in situ sur le barrage J et comparaison avec les contraintes du modèle numérique à chargement équivalent (gauche) – vue des contraintes de compressions en parement aval d’après le modèle numérique (droite)

*In-situ measurement on dam J and comparison with stresses of numerical model (left) – downstream face view of compression stresses from numerical model (right)*

hétérogène comme le béton. Toutefois, une tendance apparaît: le champ de contrainte présente une compression uni-axiale, plongeant vers la rive avec des valeurs de 2 MPa en partie aval de la voûte et inférieures à 1 MPa en partie amont. Ces valeurs sont cohérentes avec les valeurs de contraintes obtenues dans cette zone par le modèle aux éléments finis dans le cas «retenue vide + phénomènes irréversibles» (soit 1,5 MPa à 2 MPa de compression en parement aval et  $\sim 0$  MPa de compression en parement amont).

Les hypothèses de modélisation du gonflement par déformation imposée (analogie thermique) sont donc confortées par ces essais.

Cependant, il peut être noté que la direction des contraintes du modèle n’est pas identique à celle identifiée par les essais Doorstopper ( $\sim 45^\circ$  d’écart entre les directions des contraintes principales).

### 3.3.2. Barrage S

18 essais Doorstopper ont été réalisés depuis le parement aval du barrage de S, répartis dans 5 forages. La Figure 5 présente l’orientation et les valeurs des contraintes de compressions moyennes mesurées au droit de chaque sondage (DR1 à DR5), ainsi que les résultats des contraintes de compressions en parement aval du modèle numérique.

La comparaison des orientations de la contrainte principale majeure entre mesures et modèle numérique montre une bonne corrélation, sauf au droit de l’essai DR4. Dans ce sondage, les photos des éprouvettes montrent toutes la présence de gros granulats dont la taille peut atteindre le diamètre des échantillons. De plus,

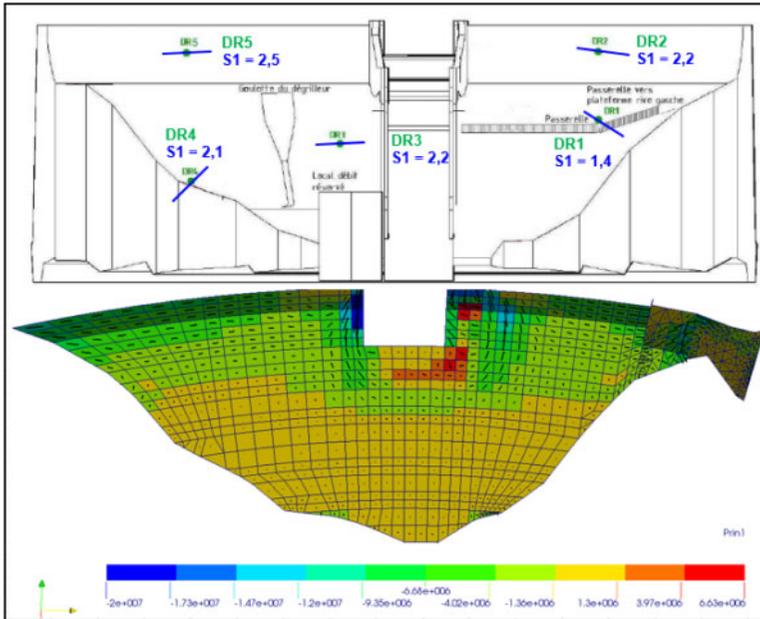


Fig. 5

Contraintes principales de compression moyennes mesurées par forage et issues de la modélisation numérique au barrage S

*Compression stresses measured for each drill and compression stresses from numerical modeling for dam S*

il peut être noté la présence de nombreuses fissures autour du carottage DR4 qui peuvent conduire à une réorientation des contraintes.

Pour tous les autres sondages, les résultats des essais semblent confirmer les hypothèses de gonflement considérées: absence de gonflement de la partie inférieure de l'ouvrage car l'orientation de la contrainte principale mise en évidence correspond à un état de contrainte dû à un effet réversible hydrostatique, et gonflement en partie supérieure mis en évidence par les contraintes horizontales.

Les amplitudes des contraintes mesurées par essais Doorstopper ont été utilisées pour caler le modèle numérique.

Elles ont alors permis de définir le scénario de gonflement le plus réaliste avec un temps de latence de 30 ans et un coefficient de fluage du module de béton de 4, au lieu de 3 considéré habituellement par défaut. Cette modélisation surestime toutefois encore les valeurs de compression en partie supérieure du barrage, jusqu'à un facteur 2.

3.3.3. Barrage C

16 essais Doorstopper ont été réalisés sur le barrage C à partir de 4 forages; 2 horizontaux réalisés depuis le parement aval, 2 verticaux vers le haut depuis les galeries. Dans chacun des forages les essais ont été réalisés à des profondeurs de 1.7, 2.3, 2.9 et 3.5 m de profondeur.

Le comparatif entre le modèle numérique avec la loi de comportement RGI\_BETON et les essais in situ est présenté à la Figure 6.

L'ordre de grandeur des contraintes du modèle est validé par les mesures in situ. Les contraintes du modèle numérique par analogie thermique étaient environ deux fois plus élevées que celles du modèle avec la loi RGI\_BETON.

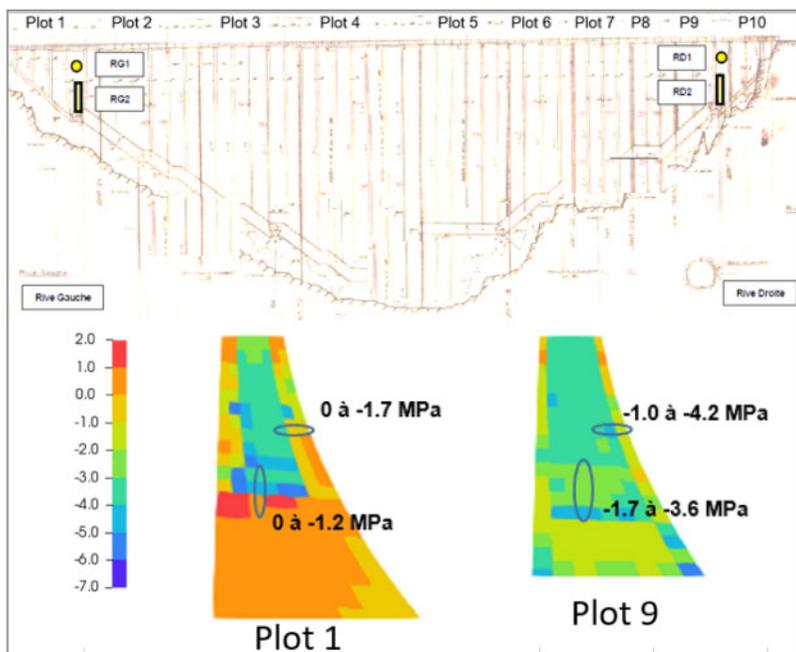


Fig. 6

Mesures des contraintes avec essais Doorstopper et contraintes de compression du modèle numérique pour le barrage S

*In situ measurement of stresses from Doorstopper overcoring tests and compression stresses from numerical model of dam S*

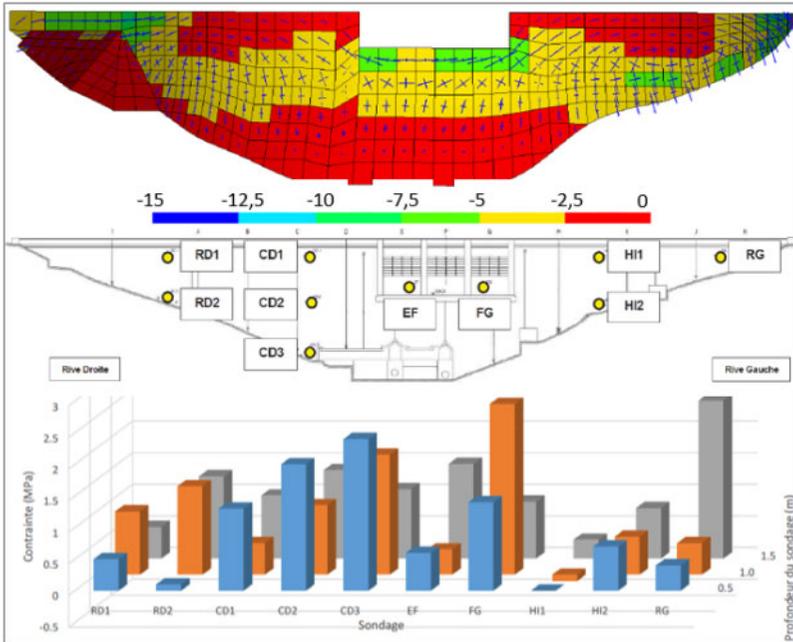


Fig. 7

Contraintes de compressions en parement aval du modèle numérique, position des forages et résultats des mesures de contraintes au barrage M  
*Compression stresses on downstream face from numerical model, positions of drills for tests and tests results of in situ stresses measurement for dam M*

### 3.3.4. Barrage M

30 essais Doorstopper ont été réalisés sur le barrage M dans 10 forages réalisés depuis le parement aval, à des profondeurs de 0.5, 1, et 1.5 m. Les résultats des essais sont présentés à la Figure 4.

Les essais ont été réalisés pour une cote de plan d'eau de 5 m inférieure à la RN, au mois de septembre. Les résultats du modèle considérés pour la comparaison sont pour deux cas de charge: «RN + été» et «RN + thermique neutre» et ne correspondent donc pas strictement au chargement du barrage lors des essais.

En tenant compte de ces limitations il apparaît tout de même qu'en partie haute, l'orientation des contraintes mesurées est plutôt cohérente avec les prédictions de la simulation que ce soit en surface ou en profondeur.

Cependant, le modèle est en écart sur les sondages réalisés le long des appuis: les compressions mesurées sont de l'ordre de 1 à 2 MPa dans la direction parallèle au contact, qui ne sont reproduites que très partiellement par le modèle en été et pas du tout en l'absence de chargement thermique.

Quantitativement (en termes d'ordre de grandeur mesurée), le modèle est également en écart d'un facteur 2 environ avec les essais. Les contraintes mesurées sont approximativement 2 fois plus faibles que celles calculées. Ainsi, pour le barrage M, la pertinence de la modélisation par analogie thermique est questionnée. Une étude avec un modèle RGI\_BETON est en cours.

### 3.4. CONCLUSION

Les mesures de contrainte in situ mettent en évidence que la modélisation du gonflement par analogie thermique surestime les contraintes.

Pour les barrages à faible taux de gonflement (barrage J), cette surestimation est acceptable et la réalisation des mesures in situ permet généralement de valider le modèle.

Pour les barrages à fort taux de gonflement (barrage M, barrage C), la surestimation des contraintes ne devient plus acceptable: le module de fluage habituellement considéré dans les modèles (module statique divisé par un facteur 3) est certainement trop élevé par rapport au module réel. La réalisation d'un modèle avec endommagement du béton permet de s'affranchir de cette hypothèse et permet donc de mieux reproduire l'état de contrainte réel de l'ouvrage.

En perspectives, il semble intéressant de continuer à réaliser des mesures de contraintes in situ dans les barrages. Il est important d'avoir un nombre suffisant de mesures pour obtenir un ordre de grandeur des contraintes et avoir une moyenne représentative. Il semble opportun d'utiliser différentes méthodes de mesures de contraintes afin de pouvoir confronter les résultats de différentes techniques (cellules de surcarottage spéciales pour mesurer la contrainte en un point d'un forage à une profondeur à 4,5 m pour un barrage épais, vérins plat pour les barrages minces...). Enfin si ces mesures sont répétées dans le temps, elles peuvent servir à mieux caractériser la cinétique du phénomène de gonflement (pour les barrages à fort taux de gonflement).

### REFERENCES

- [1] K. Hansen & L. Nuss, *Lessons learned from the earthquake performance of concrete dams*, Waterpower and dam construction, 2011.

- [2] *Long-term behavior and dynamic analysis based on observation records of seismic motion of the kurobe dam*, H. Akira, A. Mistuzumi, 24ième congrès des grands barrage, Q95 R37, Kyoto 2012.
- [3] *Earthquake Analysis of Arch Dams: Factors to Be Considered*, AK. Chopra, ASCE Journal of structural Engineering, February 2012.
- [4] *Validation of Dynamic Analyses of Dams and Their Equipment: Edited Contributions to the International Symposium on the Qualification of Dynamic Analyses*, J.J Fry, N. Masumoto & Al.
- [5] *Forced-vibration tests of Daniel-Johnson multiple arch dam*, O Gauron & Al., Experimental vibration analysis for civil engineering structures, San Diego 2017.
- [6] *Pertinence du bruit de fond sismique pour la caractérisation dynamique et l'aide au diagnostic sismique des structures de génie civil*, F. Dunand, Doctorat Sciences de la Terre et de l'Univers, Université Joseph Fourier, Grenoble I, 378 p.
- [7] *Tour d'horizon des mesures de réponse de barrages sous bruit ambiant*, N. Humbert, A. Diallo, T. Guilloteau, Colloque CFBR 2018.
- [8] *Mesures sur ouvrages hydrauliques*, N. Humbert, AFPS 2018.
- [9] *A high-resolution seismological experiment to evaluate and monitor the seismic response of the Saint-Guérin arch dam (French Alps)*, Koufoudi et Al., Seismological Research Letters (2018) 89 (4): 1576–1582.