COMPARAISON DE MÉTHODES LINÉAIRES ET NON LINÉAIRES POUR LA JUSTIFICATION AU SEISME DU BARRAGE DE CHANCY-POUGNY

Comparison of linear and non-linear methods for the seismic justification of the Chancy-Pougny Dam

Mathieu FERRIERE, Jean-Pierre PERSON

CNR Ingénierie, 2 rue André Bonin, 69316 Lyon - France m.ferriere@cnr.tm.fr; j.person@cnr.tm.fr

Hazem CHARIF

SOLLERTIA, rue des Jordils 40, 1025 St-Sulpice - Suisse hcharif@sollertia.ch

Stéphane ROSSIER

SCIA, Industrieweg 1007, 3540 Herk-de-Stad - Belgique <u>s.rossier@scia.net</u>

Pierino LESTUZZI

EPFL-ENAC-IIC-IMAC, Lausanne - Suisse pierino.lestuzzi@epfl.ch

MOTS CLEFS

Sûreté des barrages mobiles, aléa sismique, méthode du spectre de réponse, approche en déplacements.

RÉSUMÉ

Le barrage de Chancy-Pougny situé sur le Rhône franco-suisse à une vingtaine de kilomètres en aval de Genève a fait l'objet d'études et de travaux de confortement parasismique de 2007 à 2017 à l'occasion du renouvellement de la concession octroyée en 2003 à la Société des Forces Motrices de Chancy-Pougny (SFMCP). C'est un barrage mobile en maçonnerie et béton armé datant de 1925, de classe B au sens de la règlementation française.

Fort de l'expérience des travaux qui ont été depuis achevés, l'article met en miroir les différentes approches calculatoires (linéaire et non-linéaire) successivement mises en œuvre avec les préconisations du rapport «risque sismique et sécurité des ouvrages hydrauliques » du MEDDE. Les résultats auxquels elles conduisirent sont présentés afin de mettre en évidence le grand potentiel de réduction des coûts qui peut être obtenu dans les projets de confortement parasismique des barrages, en faisant appel à des analyses sismiques non-linéaires (méthode basée sur les déplacements, push-over, etc...) par rapport à des analyses sismiques linéaires classiques (modèle EF élastique-linéaire, méthode du spectre de réponse, etc...).

ABSTRACT

The Chancy-Pougny dam located on the French-Swiss Rhone, 20 km downstream of Genève was the subject of studies and seismic reinforcement work from 2007 to 2017 when the concession granted to the Société des Forces Motrices de Chancy-Pougny (SFMCP) was renewed in 2003. It is a mobile dam made of masonry and reinforced concrete dating from 1925, class B according to French regulations.

With the experience of the work that has since been completed, the article first presents the different computational approaches (linear and non-linear) that have been successively implemented and the results to which they have led. This will then make it possible to highlight the great potential for cost reduction that can be achieved in seismic reinforcement projects for dams, using non-linear seismic analyses (displacement-based method, push-over, etc.) compared to conventional linear seismic analyses (elastic-linear EF model, response spectrum method, etc.).

1. INTRODUCTION

1.1 Contexte de la sûreté des barrages mobiles

La publication en Août 2018 de l'Arrêté fixant les prescriptions techniques relatives à la sécurité des barrages [7] conduit aujourd'hui la CNR à vérifier que le niveau de sûreté de ses ouvrages satisfait aux nouvelles exigences réglementaires. En cas de séisme, les barrages existants de classe A et B ne doivent pas être à l'origine d'une libération incontrôlée et dangereuse de l'eau contenue dans la retenue ; l'objectif étant d'assurer la sécurité publique et de protéger les vies et les biens.

Les barrages exploités par la CNR sont de type mobiles (excepté celui de Génissiat). Ce sont des structures plutôt élancées dont le comportement statique est comparable aux bâtiments et ponts dans plusieurs aspects. En outre, ils doivent reprendre d'importantes charges horizontales (charges dues à l'eau), tant dans la structure elle-même que dans les fondations et la zone de contact structure/fondation. Les barrages mobiles sont également constitués de différents éléments constructifs, tels que piliers, piles, culées, seuils, ponts ainsi que d'éléments de retenue mobile (vannes) et leurs organes de manœuvre (treuils).

Le barrage de Chancy-Pougny situé sur le Rhône franco-suisse à une vingtaine de kilomètres en aval de Genève a fait l'objet, sous maîtrise d'œuvre de CNR Ingénierie, d'études et de travaux de confortement parasismique de 2007 à 2017 à l'occasion du renouvellement de la concession octroyée en 2003 à la Société des Forces Motrices de Chancy-Pougny (SFMCP). S'agissant d'un barrage mobile en maçonnerie et béton armé de classe B au sens de la règlementation française, il apparait tout à fait intéressant aujourd'hui d'établir un retour d'expérience sur ce projet récent afin de donner un éclairage aux nouvelles évaluations de sûreté qui vont être menées sur les barrages mobiles dans les toutes prochaines années.

1.2 Evaluation du niveau de sûreté du barrage de Chancy-Pougny vis-à-vis du séisme

Le niveau de sûreté au séisme du barrage de Chancy-Pougny fut examiné au regard des trois critères suivants :

- le niveau du risque sismique au site du barrage, traité ci-après au chapitre 2;
- les modes de rupture ou de défaillance possibles ;
- les conséquences en cas de défaillance ou de rupture du barrage.

Il apparait intéressant de préciser les résultats de cette analyse de risque qui permet de faire le lien entre le risque de libération incontrôlée d'eau de la retenue et ses conséquences, qui ne sont pas, pour les barrages mobiles, forcément catastrophiques ou dangereuses, en raison de la configuration du bief aval et de sa capacité à absorber l'onde e submersion

1.3 Evaluation des conséquences d'une défaillance du barrage sous sollicitation sismique

1.3.1 Description du barrage

Avec une hauteur de chute de 10 m, le barrage comporte 5 passes de 12 m d'ouverture : 4 sont équipées de vannes levantes de type Stoney et une est fermée par un mur batardeau fixe. Les piliers et culées du barrage sont surmontées de 4 piles et d'une tour creuse reliées en tête par un pont caisson de 100 m de longueur. Ces parties hautes forment des portiques de 12 m de hauteur servant au levage des vannes et au passage, d'une rive à l'autre, des câbles électriques.

1.3.2 Situations dangereuses – évènement redoutés

Les situations dangereuses identifiée en cas de séisme majeur ont été les suivantes :

- Rupture des lignes électriques HT de transport du courant électrique produit à l'usine (cas par exemple de l'effondrement d'un pylône) provoquant un arrêt brutal des groupes et du débit turbiné.
- Désordres structuraux importants sur les parties hautes du barrage (piles, pont supérieur) entrainant une perte partielle ou totale de la capacité d'ouverture du barrage ce qui pourrait conduire à un débordement de la retenue en cas de crue post-séisme.
- Rupture des piliers ou des vannes du barrage conduisant à une onde de submersion à l'aval.

La combinaison de ces situations dangereuses a conduit à considérer deux évènements redoutés : le débordement de la retenue et la rupture des bouchures du barrage.

1.3.3 Conséquence hydraulique d'une défaillance de barrage

Pour déterminer les conséquences hydrauliques d'une défaillance du barrage, le modèle numérique 1D DAMKR a été utilisé. Ce code de calcul est similaire à Crue 1D ou RUBAR exploité actuellement à la CNR dans le cadre des études de dangers. Il a permis de calculer l'onde d'intumescence dans la vallée en aval du barrage afin de déterminer les modifications de l'hydrogramme dues à la capacité de stockage et aux atténuations par frottement dans le bief aval et de pouvoir établir les niveaux d'eau atteints par l'intumescence ainsi que les temps de parcours.

Ce modèle a été étalonné, entre autres, à partir des résultats des essais sur modèle physique effectués au laboratoire de la CNR (CACOH) relatifs à la capacité d'évacuation du barrage afin de caler le coefficient de contraction de l'écoulement à travers les passes.

La simulation du débordement de la retenue en amont s'est traduite par une surélévation maximum du plan d'eau aux environs de 2,75 m au droit du barrage diminuant progressivement pour atteindre la valeur 0,70 m en extrémité amont de la retenue, au pied du barrage de Verbois. Du fait de l'encaissement de la vallée, les zones inondées sont peu nombreuses et touchent des terrasses de nature alluviale. Peu de bâtiments sont touchés, une route est coupée à la circulation et divers exutoires débouchant dans le Rhône sont refoulés dont celui d'une station d'épuration de la Plaine.

Les conséquences à l'aval de la rupture du barrage ont été modélisées en arrêtant les groupes de l'usine et en effaçant toutes les vannes du barrage dans un laps de temps de 15 min avec un débit du Rhône passant au barrage de 620 m³/s soit le débit d'équipement de l'usine. Le débit lâché par la rupture des vannes apparait laminé par l'effet de stockage dû à la topographie de la vallée.

La vitesse de déplacement maximale de l'onde d'intumescence a été évaluée aux environs de 3,5 m/s (~ 12 km/h) sans grande conséquence pour l'aval puisque qu'aucune habitation n'est touchée. Seules apparaissent inondées des terrasses alluviales qui sont exploitées par l'agriculture ou en gravière avec une hauteur d'inondation comprise entre 0,60 m et 3,6 m. La seule installation technique légèrement touchée est la station d'épuration de Pougny inondée sur 30 cm.

Par ses caractéristiques (hauteur de retenue de 10 m, volume de retenue de 2,3 hm³), selon la définition correspondant aux directives suisses, le barrage de Chancy Pougny se situe à la limite des classes d'ouvrages I et II. Mais parce que les calculs d'onde de submersion ont montré que les dégâts à l'aval restaient très limités, les autorités suisses ont considéré que les vérifications vis-à-vis du séisme pouvaient être effectuées selon les exigences relatives aux ouvrages de classe II, ce qui a permis de retenir une méthode de résolution numérique du spectre de réponse, moins complexe qu'une méthode avec analyse temporelle qui aurait été exigée en cas de classe I.

2. EVALUATION DE L'ALÉA SISMIQUE RÉGIONAL

2.1 Approche spécifique fondée sur une méthode probabiliste

L'approche spécifique fondée sur une méthode probabiliste a été réalisée par le bureau d'étude GEOS [11]. L'accélération maximale au sol (agH) et l'accélération spectrale, ont été déterminées à partir des paramètres suivants :

- La structure géologique (domaines tectoniques principaux, failles, ...) considérée dans un rayon de 200 km autour de Chancy-Pougny.
- La sismicité du site établie à partir de la compilation des données publiées dans divers catalogues de séismes historiques et enregistrés: 1235 évènements d'une magnitude comprise entre 3,5 et 6 ont été recensés et ont permis de mettre en évidence les zones à sismicité significative, celles à faible sismicité et celles pratiquement asismique.
- La définition de la source : sur la base des données tectoniques et sismiques, la zone est divisée en domaines sismiques à l'intérieur desquels la séismicité est supposée être distribuée de façon homogène, certains de ces domaines, dont celui du site du barrage, contiennent des failles nettemment identifiées et supposées associées aux séismes enregistrés dans la région.
- La magnitude maximale pour chaque source : à chaque domaine est asociée une magnitude maximale, pour le site de Chancy, elle est de 5,5, maximum des magnitudes enregistrées (5,0) majoré de 0,5 ; approche somme toute semblable aux exigences de l'Arrêté Technique Barrage [7] pour le séisme d'évaluation de la sécurité (SES) dont l'intensité est obtenue en majorant de 1 celle du séisme maximal historiquement vraisemblable (SMHV).
- La récurrence sismique pour chaque source : le modèle de récurrence des séismes à l'intérieur de chaque domaine est celui proposé par Weichert (1980) ; donné par l'équation log N (mi) = a b mi avec N (mi) nombre annuel de séisme de magnitude supérieure ou égale à mi et a et b, deux constantes expérimentales caractérisant la séismicité du domaine ; ce qui a permis d'établir une courbe donnant la variation de l'accélération maximum au sol en fonction de la période de retour.
- L'atténuation des mouvements du sol à partir des sources jusqu'au lieu étudié a été déterminé à partir de relations expérimentales développées à partir d'enregistrements obtenus dans l'Ouest des Etats-Unis pour des séisme ayant des profondeurs focales similaires à ceux se produisant en europe de l'ouest (Boore − 1993)

L'accélération maximale du sol a été évaluée à 0,18g, **0,24** g et 0,32 g repectivement pour une période de retour de 1000, **3000** et 10 000 ans. En 1996, date de l'établissement de l'étude de l'aléa sismique, il avait été proposé de moduler les exigences de l'OFEN en faisant le choix d'une période de retour de 3000 ans pour les parties hautes du barrage (au-dessus du niveau de la retenue) et 10 000 ans pour les parties basses dont la rupture entrainerait le lâcher de la retenue.

2.2 Approche forfaitaire selon l'OFEN

La détermination du séisme d'évaluation de la sécurité (SES) est décrite dans la partie B de la documentation de l'OFEG [8] : spectre élastique à 5%. Classe d'ouvrage II \rightarrow temps de retour 5'000 ans \rightarrow IMSK = 8.31 \rightarrow a_{gH} = 0.23 g. Classe de sol A.

2.3 Approche forfaitaire selon l'arrêté technique barrage

L'approche forfaitaire française est décrite à l'article 15 de l'arrêté technique barrage [7] : zone de sismicité 3. Classe d'ouvrage B → agH = **0,16 g. classe de sol A.** L'article 16-II préscrit une période de retour de 1500 ans pour les ouvrages de classe B (3000 ans pour les classes A).

In fine, c'est un SES de 0,23g déterminé selon l'approche forfaitaire de l'OFEN qui a été retenu pour la vérification de sécurité du barrage de Chancy-Pougny.

3. ANALYSE SISMIQUE SELON UNE MODÉLISATION ÉLASTIQUE-LINÉAIRE

3.1 Modélisations spécifiques pour une analyse par la méthode du spectre de réponse

Les exigences minimales de la documentation de l'OFEG [8] recommandait l'utilisation de la méthode du spectre de réponse pour l'analyse d'un barrage en béton et maçonnerie de classe II selon la classification suisse, assimilable à un barrage de classe B de la règlementation française. La superstructure a donc été modélisée et analysée dans un premier temps par cette méthode.

Le barrage a été modélisé en entier par le logiciel aux éléments finis « Scia Engineer », développé par la société Nemetschek Scia. Afin de permettre une bonne compréhension du comportement de la structure et assurer la maîtrise des éléments de modélisation, cette dernière a dû s'effectuer en plusieurs étapes avec plusieurs modèles et sous-modèles développés et testés afin d'aboutir à un modèle d'éléments finis définitif satisfaisant.

Phase 1 – modélisation pour les études préliminaires (figure 1)

Un premier modèle a été réalisé, incluant le pont supérieur (tablier), la tour des câbles, les piles, le pont inférieur, les piliers 1 à 3 et le talus en rive droite (différentes modélisations de celui-ci ont dû être réalisées). Les parties inférieures sous la tour des câbles et les piles 4 et 5 étant plus rigides que les piliers 1 à 3, elles ont été considérées comme des encastrements rigides. Ce modèle a permis de tester certaines hypothèses de modélisation et d'effectuer les choix définitifs pour la suite du travail, notamment en ce qui concerne la méthodologie pour le calcul dynamique et la modélisation de la culée en rive droite et de son talus.

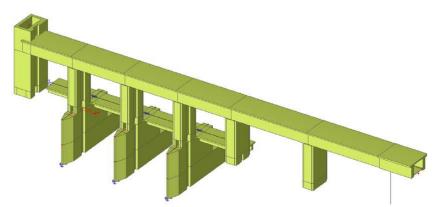


Figure 1 : vue d'ensemble du modèle de la phase 1

Phase 2a – modélisation définitive pour la vérification de la sécurité structurale (figure 2)

Le modèle a ensuite été enrichi en y ajoutant les parties basses de la tour des câbles et des piles 4 et 5. Si l'influence de ces éléments sur le reste de la structure est marginale, des questions se sont posées quant à leur capacité à reprendre les sollicitations qu'ils subissent. Leur insertion dans le modèle global a permis d'évaluer directement leur réponse tout en conservant la cohérence du modèle.

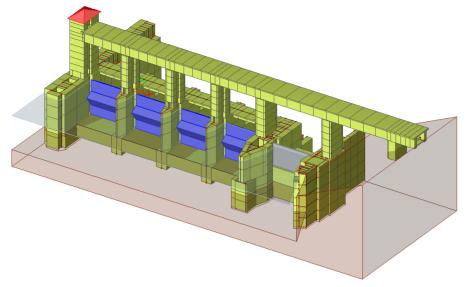


Figure 2 : vue d'ensemble du modèle de la phase de vérification structurale

Phase 3 – modélisation pour la vérification de la structure confortée (figure 3)

Ce modèle a été celui de la phase 2 auquel ont été ajoutées les mesures de confortement : contreventement métallique, engraissement et précontrainte de la tour des câbles, ancrage des piliers.

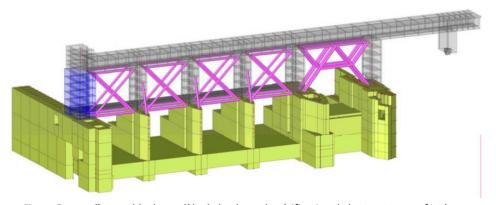


Figure 3 : vue d'ensemble du modèle de la phase de vérification de la structure confortée

Phase 4 – modélisation pour la vérification de la stabilité globale (figure 4)

Une modélisation séparée d'une tranche de l'ouvrage, incluant les fondations, a été réalisée pour l'étude de la stabilité d'ensemble de la structure. L'ensemble pile+pilier 3 s'est avéré déterminant vis-à-vis de la stabilité. Une tranche de la structure a donc été extraite du modèle global de la phase 2 pour étudier ce problème.

Les forces statiques de remplacement sismiques ont été directement récupérées également du modèle de la phase 2. Le modèle a ensuite été complété par les éléments absents du modèle global (fondations en-dessous du contact radier des passes, sous-pressions hydrauliques).

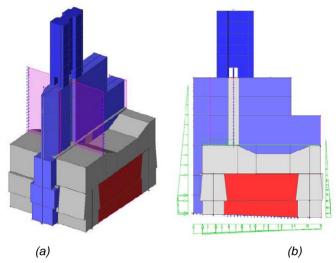


Figure 4 : (a) vue d'ensemble du modèle de vérification de la stabilité et (b) aperçu des sous pressions

En particulier les problématiques principales suivantes ont été analysées et résolues :

- Hétérogénéité des types de structure composant le barrage. En effet, les parties hautes du barrage sont composées d'éléments de structure plutôt linéaires, tandis que celles basses sont des éléments de structure plutôt massifs.
 Cette problématique a été résolue par une modélisation en « éléments poutres » de la partie haute du barrage et en « éléments coques » pour celle basse.
- Des méthodes de calcul dynamique permettant d'exploiter les résultats des calculs pour les parties haute et basse du barrage tout en respectant scrupuleusement les bases des directives de l'OFEN (classe d'ouvrage, spectre de vérification 5000 ans, signature et combinaisons des efforts et des déformations, etc...). Le calcul des sollicitations a été effectué selon la méthode du spectre de réponse.
- Hétérogénéité du terrain entre le lit du barrage et le talus rive France. Ce problème a été maîtrisé grâce à une modélisation poussée de la culée et du talus rive France (interaction sol-structure). Ce travail important de modélisation a été réalisé en étroite collaboration avec la société de géotechnique TERRASOL.

Pour valider le modèle définitif, des études de sensibilité ont été réalisées en faisant varier des paramètres comme le module d'élasticité du béton ou l'amortissement.

3.2 Etude d'avant-projet des variantes de confortement

Les efforts et déformations sismiques obtenus sur l'état existant ont montré clairement que les parties hautes et basses nécessitaient des renforcements pour rendre le barrage sismiquement conforme aux exigences de l'OFEN.

Plusieurs familles de mesures de confortement ont été examinées :

- o Modification des conditions de liaison entre le tablier du pont supérieur et les piles
- o Engraissement du bas de piles et de la tour des câbles
- o Précontrainte verticale dans les piles et la tour des câbles
- o Ancrages précontraints des piliers
- o Contreventements métalliques entre les piles

La variante finalement retenue sur la base d'une analyse élastique-linéaire combinait plusieurs de ces familles de mesures, à savoir : contreventement métallique, engraissement partiel et précontrainte de la tour des câbles, ancrage des piliers.

4. ANALYSE SISMIQUE SELON UNE MODÉLISATION POST-ELASTIQUE

4.1 Approche en déplacements

A ce stade, dans le but de limiter les renforcements (à la limite de la faisabilité dans l'approche élastique), une approche alternative a été proposée aux autorités de surveillance. Cette approche alternative est basée sur une analyse "push-over" du pont supérieur qui s'apparente à un pont en béton armé d'une longueur d'un peu plus de 100 m. Des méthodologies modernes d'évaluation sismique orientées en déplacement (habituellement utilisées pour les structures existantes) ont donc été appliquées. Seuls les résultats principaux de cette approche sont résumés ici. Une description plus complète se trouve à la référence [9].

Dans le cas du barrage de Chancy-Pougny, l'approche basée sur les déformations permet de tenir compte du comportement en balancement des piles de 12.4 m de haut du pont supérieur. Cela signifie que, comparé à l'approche initiale en force, la condition d'éviter la fissuration à la base des piles n'est plus contraignante. Au contraire, la fissuration à la base est bénéfique car elle conduit à un comportement sismique satisfaisant, généralement associé à une capacité de déplacement relativement grande. De plus, l'approche basée sur les déformations est très favorable parce que la rigidité relativement élevée du pont supérieur est liée à une faible demande en déplacement.

4.2 Résultats de l'analyse en « push-over »

4.2.1 Hypothèses

Les courbes de capacité des piles et de la tour des câbles ont été développées sur la base des trois grandeurs suivantes : le déplacement en tête lorsque le décollement apparaît à la base, la résistance latérale correspondant à un mode de rupture en balancement et une inclinaison ultime. Le déplacement de décollement et la résistance latérale correspondante permettent de déterminer la rigidité de l'élément considéré. La résistance latérale en balancement détermine le plateau de la courbe de capacité. La courbe de capacité globale du pont supérieur a ensuite été obtenue par l'addition des courbes de capacité des piles et de celle de la tour des câbles.

Les déplacements en tête lors du décollement ont été déterminés selon les relations élémentaires de mécanique des structures (voir figure n° 6a) sur la base d'un modèle de consoles verticales avec une rigidité constante sur la hauteur. L'inertie considérée dans le calcul est celle de la base des éléments, conduisant à une surestimation du déplacement, car les piles ne sont évidées qu'à leur base. Avec la méthode basée sur les déformations, cette hypothèse est, ici, du côté de la sécurité car elle conduit à sous-estimer la rigidité, donc à surestimer la période fondamentale et, par conséquent, à surestimer la demande en déplacement.

Basé sur les valeurs de la capacité de déformation des refends en maçonnerie proposées par l'Eurocode 8 [4], i.e. 0.4 % en cas de rupture en cisaillement et 0.8 % pour une rupture en balancement, une valeur de 0.8 % a été retenue pour l'inclinaison ultime. En effet, l'armature de liaison minime (presque absente) entre les piliers et les piles implique un comportement en balancement caractérisé par une résistance à la flexion due uniquement à l'effort normal de compression à la base. Par ailleurs, l'élancement (rapport hauteur/longueur) élevé des piles, associé au fait qu'elles soient en béton armé, permet d'écarter le mode de rupture en cisaillement. A noter que la valeur de l'inclinaison ultime retenue peut être considérée comme très prudente car, pour les refends en maçonnerie sujets au balancement, l'EC 8 autorise d'augmenter la valeur de base de 0.8 % en la multipliant par la valeur de l'élancement.

Concernant les propriétés mécaniques du béton armé, les valeurs caractéristiques dynamiques provenant des essais sur les carottes prélevées sur les éléments ont été considérées. Pour les piles, les valeurs sont : fck = 45 MPa pour la résistance à la compression et Ec = 46'600 MPa pour le module d'élasticité. Le béton de la tour des câbles est de moins bonne qualité. Les valeurs sont donc plus faibles : fck = 21 MPa pour la résistance à la compression et Ec = 36'200 MPa pour le module d'élasticité. La rigidité des éléments a été réduite à 25 % pour considérer la fissuration.

				direction rive-rive			direction amont-aval		
Elément	L	b	N	e _N	My	V_R	en	My	V_R
	[m]	[m]	[kN]	[m]	[kNm]	[kN]	[m]	[kNm]	[kN]
tour des câbles	7.5	4.9	15000	2.10	31500	2218	3.35	50250	3539
piles I, II et III	6.8	2.7	8000	1.25	10000	704	3.20	25600	1803
piles IV et V	6.8	3.2	9500	1.55	14725	1037	3.30	31350	2208

Tableau 5 : caractéristiques des piles (sans tenir compte de la composante verticale du séisme). [1]

4.2.2 Résultats de l'analyse « push-over »

4.2.2.1 Direction rive-rive

Dans la direction rive-rive (sens longitudinal du pont supérieur), les piles sont sollicitées selon leur dimension transversale la plus petite. Dans cette direction, le pont supérieur est analysé globalement car la connexion par le tablier impose un déplacement en tête identique pour tous les éléments. La résistance latérale se monte à 6400 kN. Le déplacement élastique au sommet est de 6 mm. La période fondamentale se situe aux environs de 0.4 s. La capacité de déplacement au sommet est d'approximativement 110 mm et la demande en déplacement correspondante est de 23 mm environ (voir figure n° 6b).

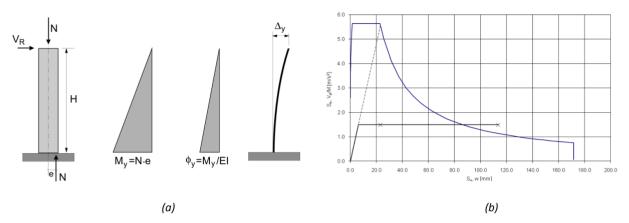


Figure 6 : (a) Détermination du déplacement en tête lors du décollement. (b) Représentation graphique, au format ADRS^(*), de l'évaluation sismique du pont supérieur dans la direction rive-rive à l'aide de l'analyse push-over.

(*) ADRS: acceleration-displacement response spectrum

4.2.2.2 Direction amont-aval

Dans la direction amont-aval (sens transversal du pont supérieur), les piles sont sollicitées selon leur dimension transversale la plus grande. Dans cette direction, les piles et la tour des câbles peuvent être analysées individuellement car la connexion par le pont supérieur n'impose pas un déplacement en tête identique pour tous les éléments. Pour les piles identiques I à III, la résistance latérale correspondante se monte à 1800 kN et le déplacement élastique au sommet est de 4 mm environ. La période fondamentale se situe aux environs de 0.2 s. Avec l'inclinaison ultime de 0.8 %, la capacité de déplacement au sommet est à nouveau d'approximativement 110 mm. La demande en déplacement correspondante est de 9 mm environ.

4.3 Analyse temporelle non-linéaire

A la demande des autorités de surveillance, une validation numérique des résultats de l'analyse "push-over" du pont supérieur a été effectuée sous forme de calcul de la réponse non linéaire en fonction du temps [Matlab]. Il s'agit surtout de vérifier et de préciser la valeur de la demande en déplacement. Etant donné le comportement en balancement du pont supérieur, la validation est effectuée avec des oscillateurs simples équivalents non linéaires d'une hauteur de 14.2 m. La masse totale est de 4300 t. Elle comprend le tablier, les installations de levage des vannes et la masse de la moitié supérieure des piles. Par ailleurs, la méthode de la différence centrée est utilisée avec un modèle hystérétique en "S".

Les calculs ont principalement été effectués avec une série de 12 séismes enregistrés, légèrement modifiés à l'aide du programme d'Abrahamson [10] pour être compatibles avec le spectre de réponse considéré. Ces 12 séismes ont été sélectionnés dans la base de données européenne en fonction de la bonne adéquation initiale de leur spectre de réponse avec celui de l'OFEN.

Dans un premier temps, les calculs ont été effectués en tenant compte uniquement d'une sollicitation sismique horizontale. Un effort normal réduit à la base des piles, issu d'une combinaison incluant les sollicitations sismiques verticales, a ensuite été considéré pour analyser l'influence des accélérations verticales dues au séisme.

4.3.1 Hypothèses

Les courbes d'hystérèse des oscillateurs simples équivalents ont été déterminées sur la base des courbes de capacité établies lors de l'analyse "push-over". Ces courbes d'hystérèse sont définies par les trois grandeurs suivantes : le déplacement en tête lorsque le décollement apparaît à la base (déplacement de "plastification"), la résistance latérale correspondant à un mode de rupture en balancement et une rigidité après "plastification". De manière prudente, une rigidité de seulement 1 % de la rigidité initiale (avant décollement) a été prise en compte pour la rigidité après "plastification". L'amortissement visqueux forfaitaire habituel de 5 % de l'amortissement critique a été considéré.

4.3.2 Résultats de l'analyse non-linéaire

Avec la série de 12 séismes enregistrés, dans la direction rive-rive, la valeur moyenne de la demande en déplacement est de 29.4 mm, avec un écart-type de ±6.7 mm. La demande en déplacement maximale est de 44.0 mm et la demande en déplacement minimale de 26.5 mm (voir figure n° 3a). Dans la direction amont-aval, pour les piles identiques I à III, la valeur moyenne de la demande en déplacement est de 9.0 mm, avec un écart-type de ±1.2 mm. La demande en déplacement maximale est de 10.9 mm et la demande en déplacement minimale de 6.6 mm (voir figure n° 3b).

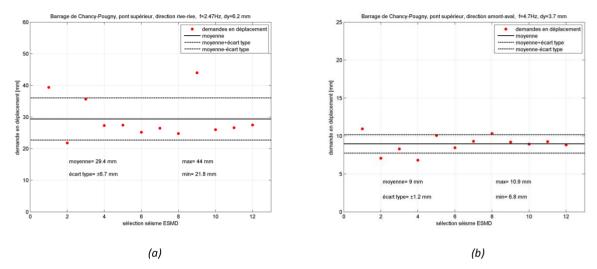


Figure 7 : (a) Détermination du déplacement en tête lors du décollement. (b) Représentation graphique, au format ADRS, de l'évaluation sismique du pont supérieur dans la direction rive-rive à l'aide de l'analyse push-over.

4.3.3 Effort normal réduit considérant le séisme vertical

Les accélérations verticales dues au séisme ont pour effet de modifier l'effort normal dans les piles et la tour des câbles de 25 % à 30 % environ. Avec la modélisation adoptée, cette modification influence de la même manière la résistance latérale des éléments et leur déplacement en tête lors du décollement. Par conséquent, la rigidité des éléments n'est pas affectée et la période fondamentale n'est donc pas modifiée. En revanche, le déplacement de "plastification" (de décollement) est modifié. A rigidité constante, dans un calcul non linéaire, la demande en déplacement augmente si le déplacement de "plastification" diminue. Par conséquent, les calculs ont été effectués avec un effort normal réduit pour analyser l'influence défavorable des accélérations verticales dues au séisme.

Dans la direction rive-rive, la valeur moyenne de la demande en déplacement augmente à 37.0 mm avec un écart-type de ±5.6 mm. La demande en déplacement maximale est de 48.6 mm et la demande en déplacement minimale est de 26.5 mm. Dans la direction amont-aval, pour les piles identiques I à III, la valeur moyenne de la demande en déplacement s'élève à 14.2 mm avec un écart-type de ±3.1 mm. La demande en déplacement maximale est de 20.4 mm et la demande en déplacement minimale est de 6.6 mm.

4.3.4 Conséquence des résultats obtenus

Les calculs non linéaires pour l'évaluation sismique détaillée du pont supérieur du barrage de Chancy-Pougny ont validé la situation très favorable de cet ouvrage puisque la capacité de déplacement est clairement plus grande que la demande, dans les deux directions. Par conséquent, ces résultats confirment que dans l'état actuel, donc sans renforcements étendus, la sécurité sismique du pont supérieur est en mesure de satisfaire les prescriptions de l'OFEN.

5. MISES EN ŒUVRE DES MESURES DE CONFORTEMENT – RETOUR SUR LES TRAVAUX

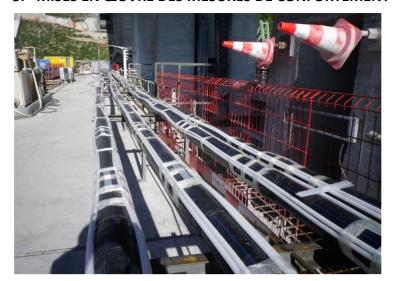


Figure 8 : préparation des tirants actifs de 40 m



Figure 10 : têtes d'ancrage des tirants actifs sur l'arrière-bec des piliers



Figure 12 : goujons de reprise des efforts transmis par les buton amont

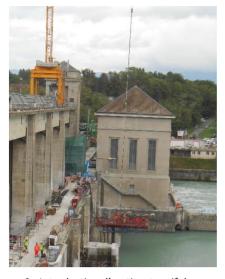


Figure 9 : Introduction d'un tirant actif dans son forage

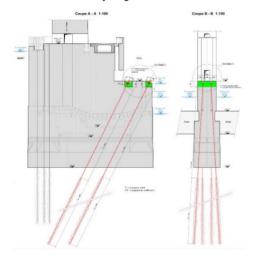


Figure 11 : renforcement de stabilité des piliers par tirants précontraints



Figure 13 : avant-becs prêts à recevoir les butons

6. CONCLUSION

L'évaluation du risque sismique et de ses conséquences au barrage de Chancy-Pougny a permis d'orienter le choix des paramètres sismiques de calcul, notamment la période de retour du tremblement de terre. L'exigence de l'OFEN (Suisse) d'une période de retour de 5000 ans pour les barrages de classe II est apparu conforme à la pratique pour les barrages dont la rupture aurait des conséquences catastrophiques. Mais l'étude des conséquences hydrauliques associées à une rupture du barrage la rend très conservatrice pour les barrages mobiles du type de celui de Chancy-Pougny et une période de retour comprise entre 1000 et 3000 ans apparait plus conforme. D'ailleurs l'article 16.II de l'arrêté technique barrage prescrit une période de retour de 1500 ans pour les ouvrages rigides existants de classe B.

La méthode de spectre de réponse couramment utilisée dans les analyses sismiques a l'avantage d'être relativement simple à mettre en œuvre et donne un comportement de l'ouvrage plus fin qu'avec la méthode classique des charges statiques de remplacement. Mais ses premiers résultats sont non signés et non concomitants du fait de la superposition modale et conduisent à des enveloppes d'efforts conservatives où l'on ne sait pas qu'elle est la valeur d'un résultat en un point donné correspondant à la valueur maximale d'une autre composante au même point. La technique dite des résultats signés n'est pas forcément applicables aux barrages mobiles car il y a souvent, non pas un, mais plusieurs modes prépondérants induits par le grand nombre de discontinuités structurelles.

Une modélisation uniquement dans le domaine linéaire-élastique peut aboutir à des conservatismes importants qu'il est préférable d'éviter pour ne pas se retrouver dans la situation de mettre en œuvre des mesures de confortement qui pourraient s'avérer néfastes à plus ou moins long terme. La méthode basée sur les déplacements, certe plus complexe, en permettant une prédiction plus précise du stade d'endomagement, a conduit à une réduction significative des renforcements.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] NF EN 1992-1-1. « Calcul des structures en béton Partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments », et ses annexes.
- [2] NF EN 1992-2. « Calcul des structures en béton Partie 2 : ponts en béton Calcul des dispositions constructives », et ses annexes.
- [3] NF EN 1998-1. « Calcul des structures pour leur résistance aux séismes Partie 1 : Règles générales, action sismique et règles pour les bâtiments », et ses annexes.
- [4] NF EN 1998-3. « Calcul des structures pour leur résistance aux séismes Partie 3 : Evaluation et renforcement des bâtiments", et ses annexes.
- [5] NF EN 1998-5. « Calcul des structures pour leur résistance aux séismes Partie 5 : fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques », et ses annexes.
- [6] Rapport MEDDE -DGPR. « Risque sismique et sécurité des ouvrages hydrauliques » Octobre 2014
- [7] MTES. « Arrêté du 6 août 2018 fixant les prescriptions techniques relatives à la sécurité des barrages ».
- [8] OFEG. « Documentation de base pour la vérification des ouvrages d'accumulation aux séismes » Mars 2003
- [9] Lestuzzi P., Charif H., Rossier S., Ferrière M., Person J.-P. (2018). "Nonlinear time-history analysis for validation of the displacement-based seismic assessment of the RC upper bridge of a dam". Advances in Civil Engineering, vol. 2018, Article ID 9879101, 13 pages.
- [10] Abrahamson N.A. (1992). Non-stationary spectral matching. Seismological research letters. 63 (1), 30.
- [11] GEOS. « Barrage de Chancy-Pougny : évaluation des conséquences d'une déffaillance du barrage en cas de tremblement de terre » Mai 1996
- [12] Ferrière M., Person J.-P. (2013). "Confortement parasismique du barrage de chancy-Pougny". Colloque du CFBR « Modernisation des barrages » de décembre 2013.