JUSTIFICATION DE LA STABILITE DES BARRAGES VOUTES : ETAT DES CONNAISSANCES

Arch dams' stability assessment: State of the art

Alain Carrère - Christine Noret
Tractebel Engineering, 5, rue du 69 mars 1962, 92622 Gennevilliers - FRANCE
alain.carrere@tractebel.engie.com, christine.noret@tractebel.engie.com

MOTS CLEFS

Barrages-voûtes, Recommandations françaises, Calculs de stabilité

KEY WORDS

Arch dams, French recommendations, Stability analysis

RÉSUMÉ

Les barrages voutes sont des ouvrages tridimensionnels hyperstatiques dont la résistance ultime repose sur leurs arcs et leurs appuis sur les rives. Les méthodes numériques mises en œuvre pour vérifier leur dimensionnement se sont peu à peu complexifiées grâce au progrès des logiciels et permettent de créer des modèles de plus en plus réalistes.

Cette communication a pour but de retracer l'évolution des méthodes utilisées pour la justification des barrages voutes et de présenter les derniers développements utilisés dans le cadre de projets ou de participation à des ateliers numériques de la CIGB. Il s'inspire des recommandations proposées par le groupe de travail du CFBR en 2018.

ABSTRACT

Arch dams are three-dimensional hyperstatic structures whose ultimate resistance lies on their arches and their supports on the banks. The numerical methods implemented to verify their dimensioning have gradually become more complex thanks to advances in software and allow the building of more and more realistic models.

This paper aims to present the evolution of the methods used for the justification of arch dams and the latest developments used in the framework of projects or participation in ICOLD numerical workshops. It draws on the recommendations proposed by the CFBR working group in 2018.

1. INTRODUCTION

Par définition, une voûte résiste à la poussée du réservoir principalement par un effet d'arc, essentiellement horizontal, qui se développe entre ses appuis rocheux sur chacune des rives. Ce mode de travail, surtout compressif, est prépondérant mais est accompagné, sauf exception, par d'autres liaisons qui font appel à des contraintes de traction et de cisaillement. Le tout constitue une structure mécanique tridimensionnelle fortement hyperstatique dont les composantes sont fortement contrastées :

- Le fonctionnement en arcs est relativement souple (il faut souvent plusieurs centimètres de flèche en clé pour mobiliser cet effet) et principalement compressif, donc robuste vis-à-vis des non-linéarités.
- Les autres liaisons sont d'abord verticales, et tendent à harmoniser les déplacements des arcs superposés entre eux ainsi qu'avec la fondation en fond de vallée ; contrairement aux précédentes, ces liaisons sont relativement rigides, et font appel à des moments, donc à des contraintes de traction et de cisaillement qui sont parfois amenées à dépasser la résistance du béton.

Une voûte doit donc être vue comme une structure tridimensionnelle en forme de coque qui, pour les charges modérées, mobilisera l'ensemble de ses liaisons internes, mais tendra à voir les plus rigides se rompre pour les chargements plus sévères, pour ne conserver que les plus robustes, c'est-à-dire les arcs horizontaux. Cette évolution, à caractère non linéaire, est nécessairement accompagnée d'une augmentation des déplacements.

On comprend que l'étude du comportement mécanique d'une telle structure est relativement complexe, dans la mesure où son comportement « de tous les jours » est relativement éloigné de tout ce qui doit se passer avant sa ruine. En particulier, il existe une grande différence entre les études « à la rupture », qui ont prévalu jusque dans les années 60, et les analyses structurales, restées longtemps élastiques, qui les ont remplacées. On peut même dire que la synthèse entre les deux approches, bien que possible en principe grâce aux avancées récentes dans le domaine du non linéaire, reste à faire.

Dans les sections qui suivent, on va d'abord préciser le concept de résistance ultime des voûtes et réviser les méthodes classiques correspondantes, puis faire un tour d'horizon des moyens disponibles pour analyser le comportement des voûtes sous divers chargements, y compris non linéaires, dynamiques, polyphasiques, …

Enfin on mettra l'accent, à travers quelques exemples, sur quelques pièges à éviter et sur les voies d'amélioration possibles des logiciels à la disposition des ingénieurs barragistes.

2. EVALUATION DE LA SECURITE ULTIME DES VOUTES

La sécurité ultime d'un barrage se définit par sa capacité à ne pas relâcher de façon incontrôlée de larges débits d'eau susceptibles de mettre en cause la sécurité publique.

Pour une voûte cet objectif est assuré si le schéma résistant principal est garanti : les arcs horizontaux sur appuis sur les deux rives ; il y a donc 2 conditions : la résistance des arcs d'une part, et la stabilité des appuis d'autre part.

2.1.Résistance des arcs horizontaux

Les premières méthodes de dimensionnement des voûtes font appel à des modélisations bidimensionnelles des arcs horizontaux. On rejoint l'ingénierie des ponts, comme le rappelle A. Coyne dans son cours aux P&C : *« un barrage-voûte reporte la majeure partie de la poussée de l'eau sur les rives par des effets d'arc. C'est comme un pont à une arche qui aurait fait quartier vers l'amont »*.

2.1.1. Les arcs élastiques

La formule du tube dite « du P.R/e » (démontrée par Navier en 1826, figure 1) est la plus simple, sinon la mieux adaptée car ses conditions limites aux appuis sont irréalistes : en négligeant les moments, elle ne peut donner de valeurs de déplacements corrects ; mais elle a la grande qualité de fournir les contraintes moyennes d'arc.

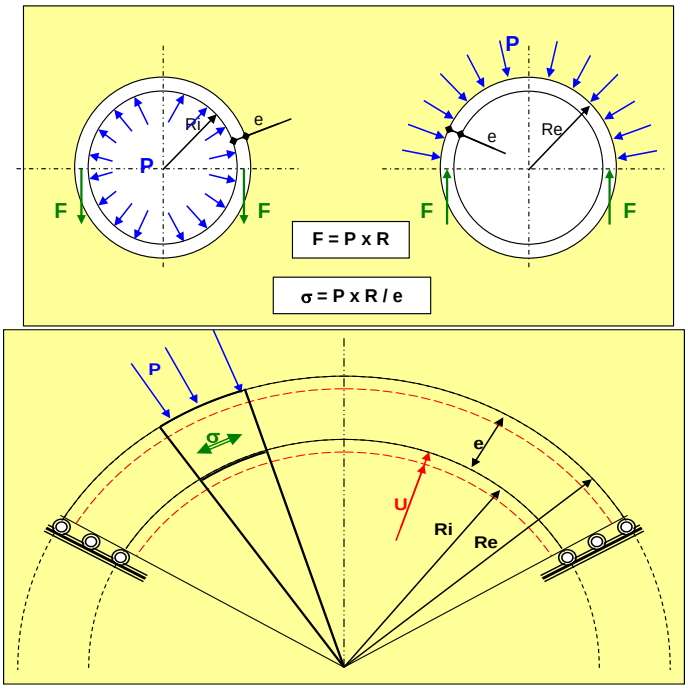

Figure 1 : Formule du tube, dite « du P.R/e »

Cette particularité lui vaut de servir de critère de prédimensionnement, encore aujourd'hui. La figure 2 représente les valeurs du P.R/e pour les voûtes construites sur projets de Coyne et Bellier de 1935 à 1967 : on constate une nette évolution vers le haut entre le début de la période dans les années 30 et le milieu des années 50, où la valeur de 50 bars (5 MPa) est atteinte. Quelques excursions à des niveaux plus élevés correspondent à des ouvrages plus ou moins expérimentaux (Le Gage, Tolla) ou de conception particulière (Moulin Ribou). Si ces niveaux de contraintes peuvent sembler faibles dans l'absolu, il faut considérer, d'une part, que les compressions réelles rencontrées dans les arcs sont de l'ordre du double de la valeur moyenne (comme on va le voir un peu plus loin), et d'autre part que la résistance du béton de masse des voûtes ne dépasse en général pas 25 MPa à 1 an, si bien que le facteur de sécurité pour les charges courantes est de l'ordre de 3, donc tout-à-fait comparable à celui adopté pour d'autres types d'ouvrages.

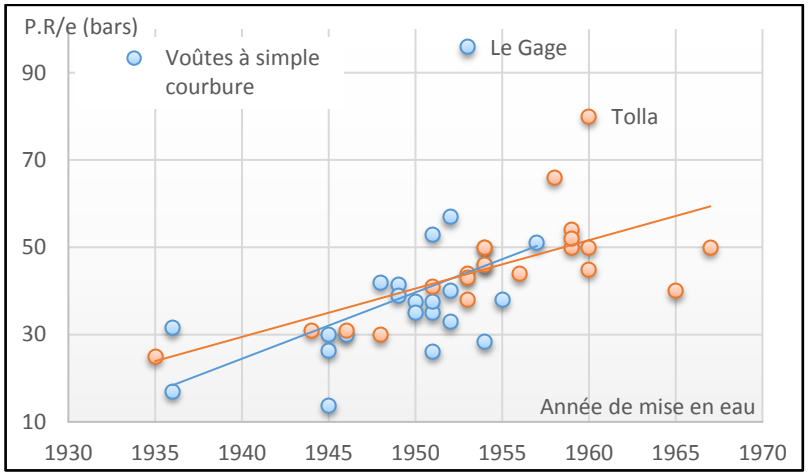

Figure 2 : Contraintes moyennes d'arc (PxR/e) pour des voûtes françaises entre 1935 et 1970 d'après archives techniques Coyne et Bellier

Il faut noter qu'une variante généralisée du P.R/e a été définie par G. Lombardi sous la forme du « slenderness coefficient » (coefficient d'audace) défini par $NL=F^2/(V\times H)$, où F est la surface développée de la voûte, H sa hauteur et V le volume de béton. Il est possible en effet de démontrer que $NL \sim 3{,}3*H*\sigma_{moy}$ et équivaut donc à R/e, à une constante près.

Toujours en bidimensionnel horizontal, le calcul élastique d'un arc, circulaire ou non, symétrique ou non, sur appuis rigides ou déformables, fournit les éléments de réduction, contraintes et déplacements en tous points (fig. 3).

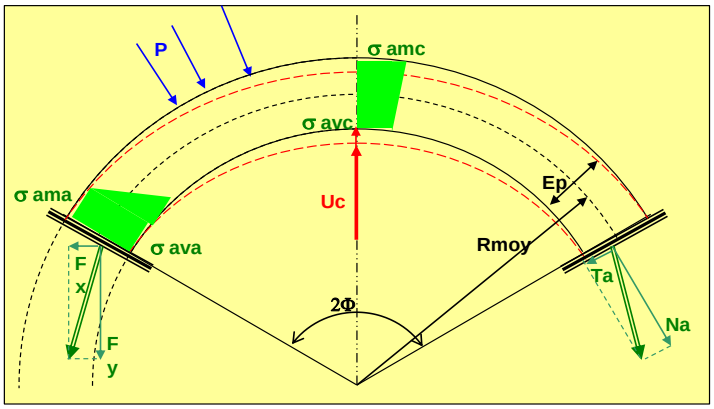

Figure 3 : Arc élastique symétrique sur appuis rigides

2.1.2. Les arcs actifs

Dès que l'épaisseur relative d'un arc devient importante, les moments de flexion sous la charge hydrostatique engendrent des tractions à l'aval en clé et surtout à l'amont près des appuis. D'où l'étape suivante qui consiste à éliminer les zones tendues qui dans la réalité sont censées ne transmettre aucun effort, par ouverture des joints ou de fissures (fig. 4). C'est la notion d'arc actif inscrit dans la géométrie de l'arc réel. La détermination des zones tendues et des contraintes extrêmes qui en résultent se fonde sur les études de Résal et Pigeaud ([14]) et est obtenue, en pratique, par une méthode graphique grâce au « rapporteur Géhin » (valide pour un arc symétrique sur appuis rigides, fig. 5). Il s'agit d'une méthode non linéaire « no tension » et la contrainte maximale de compression est en général voisine du double de la contrainte moyenne de l'arc géométrique de départ.

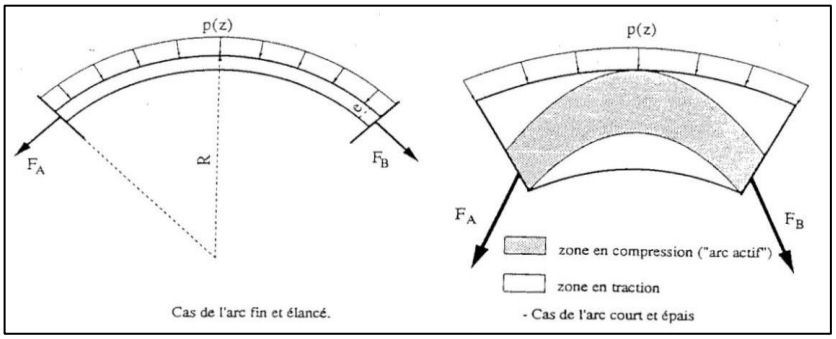

Figure 4 : Arc élastique fin et arc actif inscrit dans un arc épais

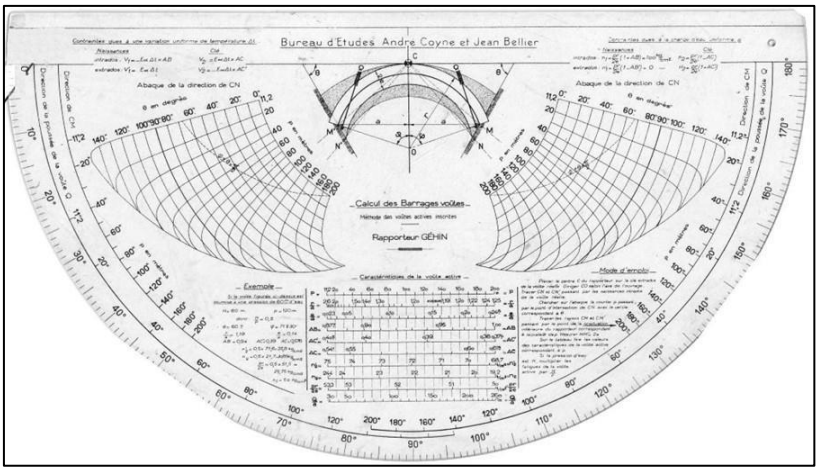

Figure 5 : Rapporteur Géhin pour le calcul des arcs actifs

Pour en finir avec les modèles bidimensionnels, il faut citer la notion d'arc plongeant : mise en œuvre pour le projet de Marèges (1935), elle résulte de l'observation de la distribution des contraintes telle qu'elle apparaissait sur le parement aval des modèles physiques de voûtes en plâtre, très utilisés à cette époque, et telle qu'elle apparaitra plus tard avec les modèles numériques 3D (fig. 6).

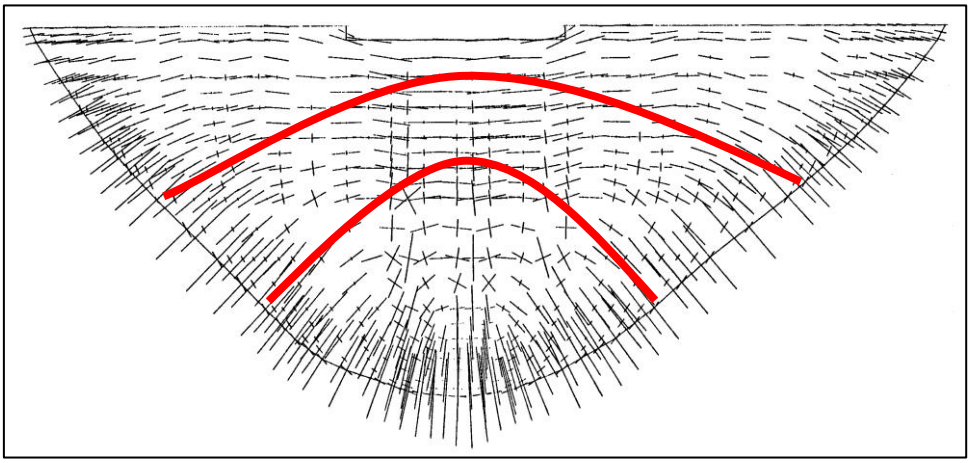

Figure 6 : Contraintes principales sur le parement aval, et lignes d'arcs plongeants

2.2.Résistance des appuis en fondation

La manière d'aborder aujourd'hui la question de la compétence des appuis rocheux d'une voûte découle des leçons tirées de l'accident de Malpasset en 1959, événement survenu par un mode de rupture non conçu à l'époque. Les effets mis en œuvre à l'occasion de cette rupture sont la présence de discontinuités de résistance mécanique limitée, et surtout le développement de sous-pressions à l'intérieur même du massif rocheux. Encore souvent mal compris, ce phénomène a pu être comparé aux sous-pressions sous les barrages-poids mis en œuvre lors de la rupture du barrage de Bouzey en 1898 et expliqué par M. Lévy, ou à la notion de pression interstitielle dans les sols élaborée par Terzaghi vers 1935. Mais de tels effets étaient considérés avant l'accident comme négligeables sous les voûtes, au motif de la faible épaisseur des voûtes au contact des appuis.

La méthode historique pour la détermination de l'instabilité des appuis rocheux est la méthode des coins de Londe ; elle peut être complétée par d'autres méthodes plus récentes (modélisation par éléments discrets).

Dans la méthode de Londe [4], la détermination des dièdres potentiellement instables s'appuie sur la connaissance de la géologie de la fondation ; elle effectue une analyse en solide indéformable ; les sous-pressions jouent un rôle majeur dans la stabilité des blocs rocheux. Généralement cette donnée est mal connue, les sous-pressions étant générées par la retenue amont, mais également par les nappes de versant. C'est pourquoi il est recommandé de privilégier un choix prudent concernant les hypothèses et réaliser des analyses de sensibilité, plutôt que d'introduire des coefficients de sécurité.

NB : cette méthode a été adoptée dans le monde entier dès les années 60.

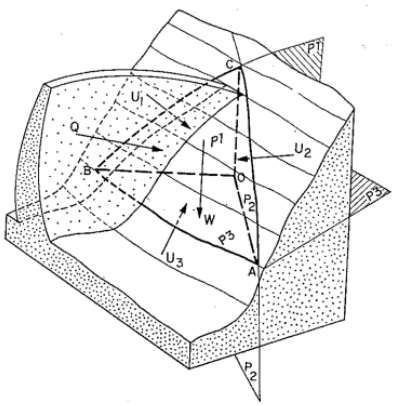

Figure 7 : Méthode des coins de Londe : Définition géométrique du coin rocheux et des efforts appliqués

3. ETUDE DU COMPORTEMENT EN SERVICE DES VOUTES

Très peu de barrages ont un comportement correspondant au schéma ultime de rupture tel que décrit (seul exemple connu, Moulin Ribou). Et la construction de voûtes en vallées relativement larges (L/H>5) fragilise l'hypothèse des arcs horizontaux indépendants, pour laquelle la déformée en clé devient irréaliste (fig. 8).

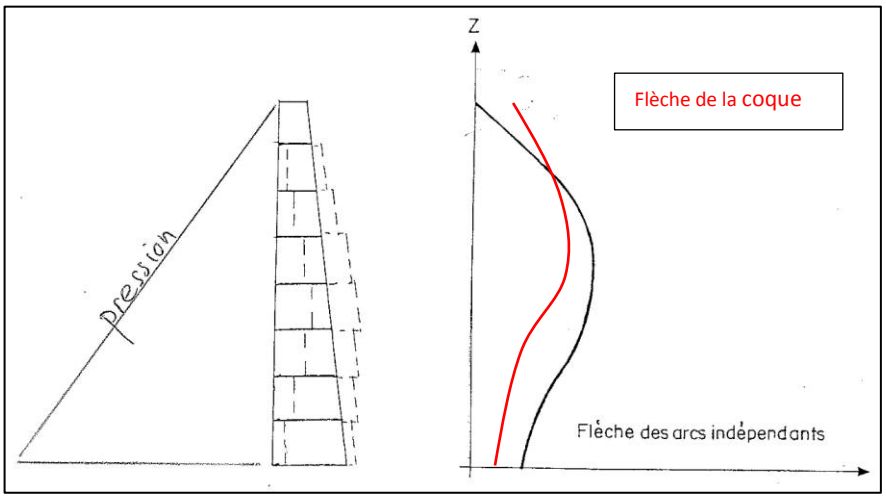

Figure 8 : Déformée des arcs indépendants et de la coque 3D

La première motivation du passage aux analyses en 3D a donc été de se rapprocher de la réalité. Mais cet objectif a été pendant longtemps battu en brèche, du fait du retour à des analyses purement élastiques, imposé par les limitations des capacités de calcul.

Aujourd'hui les capacités non linéaires des méthodes disponibles ont permis d'établir enfin des modèles réalistes, capables de reproduire relativement bien le comportement des voûtes sous certaines sollicitations. Cela permet notamment de vérifier si lors de chargements particuliers, on risque de trouver une situation, transitoire ou non, non conforme aux impératifs de sécurité.

3.1.Passage à la 3-D

Longtemps on a fait des modèles en plâtre avec des jauges électriques de déformation pour connaitre les contraintes ; mais c'était coûteux, lourd, et peu précis. Un domaine notamment, pourtant important, n'était pas accessible : le thermique.

Une réponse à ces critiques a été apportée par des méthodes numériques du domaine de la résistance des matériaux. Il s'agit de rechercher une cohérence entre les déplacements des arcs superposés en ajustant les transferts verticaux d'efforts.

Le premier calcul d'ajustement entre arcs et console de clef a été réalisé aux USA par Visher et Wagoner en 1889, suivi par Ritter (1913). Le principe consiste à répartir la charge hydraulique entre les arcs horizontaux et la console de clé (fig. 9), censée représenter toutes les liaisons verticales.

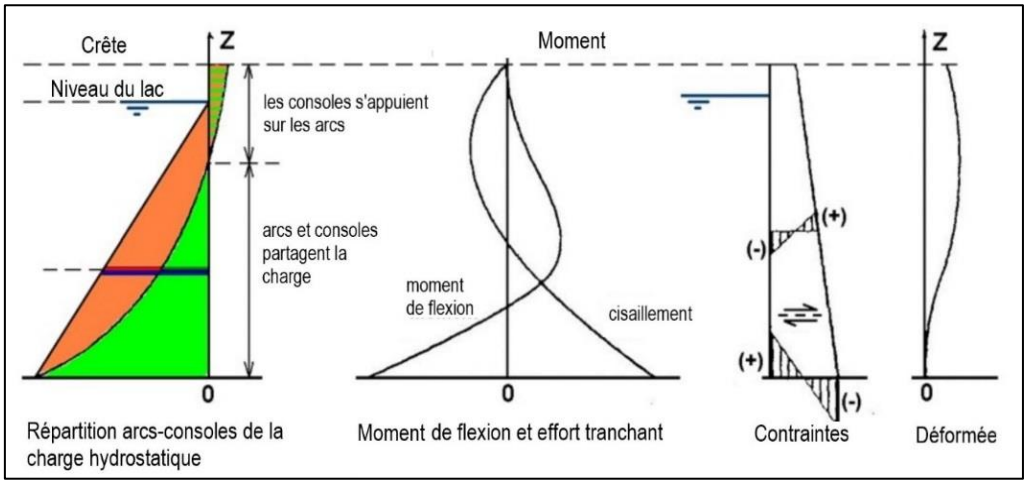

Figure 9 : Principe de l'ajustement radial en clé

La généralisation à un échantillonnage de plusieurs consoles verticales a conduit à la Trial Load de l'USBR 1938, ultérieurement améliorée par M. Leroy en ajustant les 6 degrés de liberté, ce que permettait le calcul par ordinateur (Vouglans, 1968).

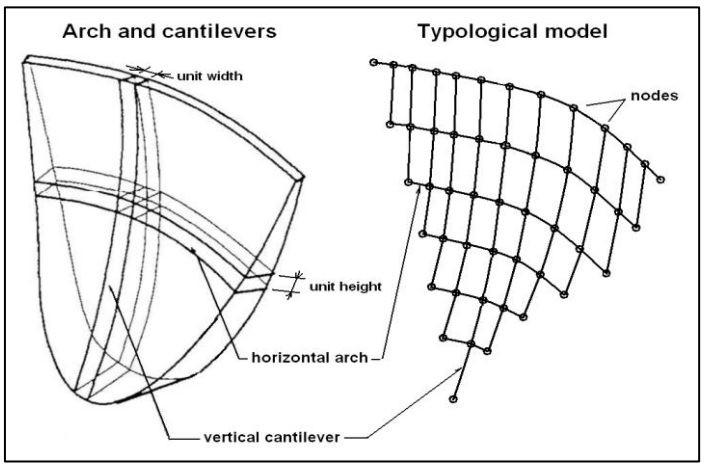

Figure 10 : Principe et maillage de la Trial Load

Dans toutes ces méthodes qui se rattachent plus ou moins à la résistance des matériaux, les contraintes à travers les sections sont calculées à partir des éléments de réduction (forces et moments) en suivant des distributions conventionnelles (hypothèses de Navier, répartition linéaire des contraintes normales, distribution parabolique des cisaillements). Les critères de dimensionnement associés sont inspirés des règles BA ; par exemple, pour un béton de voûte avec une résistance de 240 bars (=24 MPa) à 1 an, on accepte 8 MPa pour les charges courantes et 12 MPa pour les exceptionnelles. Côté traction, on admet 8 à 12 bars, sans justification bien solide de ces choix.

3.2.Les analyses en milieux continus (Eléments finis / Différences finies / ..)

A partir des années 1970, apparait la méthode de calcul aux éléments finis, introduite dans le domaine du génie civil par O.C. Zienkiewicz.

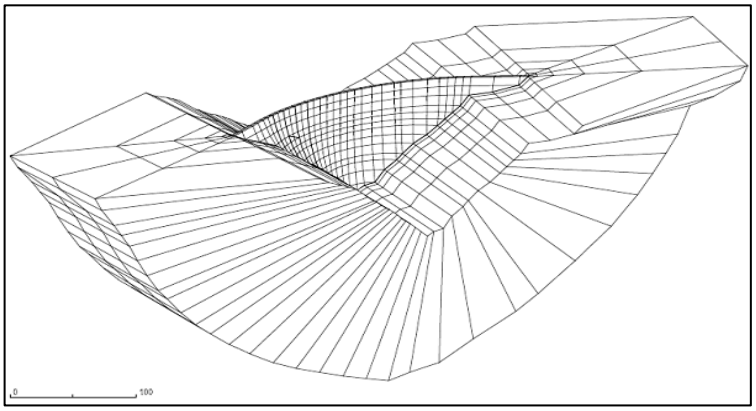

Figure 11 : Maillage d'un modèle de voûte et fondation par un code EF spécialisé

La nouvelle méthode va vite fasciner de nombreux ingénieurs et s'imposer face à tout ce qui se faisait auparavant, sans que soient clairement perçus les changements qu'elle apporte : d'abord, elle travaille essentiellement dans le domaine de l'élasticité linéaire. Oubliées donc, au moins temporairement, les approches unilatérales des arcs actifs. Et comme les inconnues principales sont les déplacements, au lieu des éléments de réduction précédemment, on n'est plus obligé de faire référence à des répartitions forfaitaires de contraintes dans une section ; les éléments finis calculent les contraintes approchant, en fonction du maillage, celles de la théorie de l'élasticité, avec ses bénéfices, mais aussi ses limites… C'est en effet un changement fondamental dont les conséquences n'ont pas été perçues à l'époque : les critères n'ont pas suivi correctement. La question se pose principalement aux appuis où se localisent souvent les contraintes maximales, tant en compression qu'en traction.

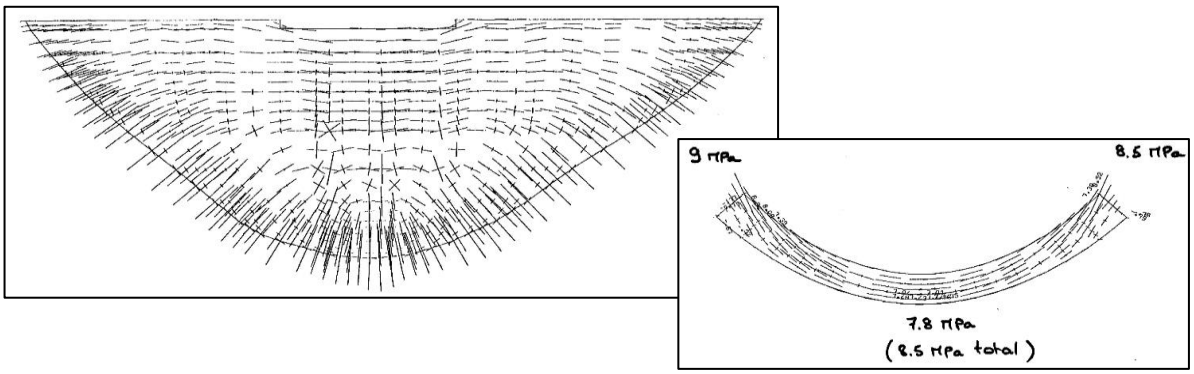

Figure 12 : Contraintes principales de parement et en coupe, par un code EF spécialisé

Les premières applications de la méthode des éléments finis au dimensionnement des ouvrages neufs mettent en évidence des difficultés relatives à la définition des critères : on s'aperçoit vite que les contraintes maximales calculées dépendent fortement de la définition du maillage, et du type d'éléments finis. Une tentative de s'affranchir de cette difficulté aboutit à la création d'un code qui tend à reprendre les hypothèses de la Trial Load : fondation semi-infinie de Vogt, éléments de coque épaisse homogènes avec les poutres ; c'est le code COQEF3, qui servira à justifier les dernières voûtes hexagonales, et est encore utilisé aujourd'hui en prédimensionnement, en raison de sa très grande simplicité de mise en œuvre (fig. 13).

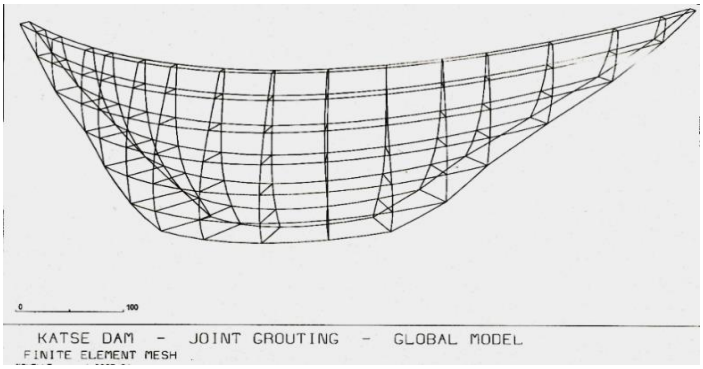

Figure 13 : Modèle aux éléments finis de coque épaisse avec fondation de Vogt (code COQEF3)

3.3.Le non-linéaire

Très vite, le caractère fortement unilatéral des matériaux (béton, masse rocheuse) impose de dépasser les restrictions de l'élasticité : la formulation « no tension » également due à Zienkiewicz, qui permet de neutraliser les contraintes de traction au pied amont, est mise en œuvre pour la première fois dans le cadre du projet de Laparan (1983). Elle sera ensuite complétée par les joints non linéaires unilatéraux de Mohr-Coulomb (limitation des tractions et des angles d'incidence), qu'on utilise régulièrement pour la simulation de certaines pathologies notamment en pied d'ouvrage.

Etant donné la complexité de ces analyses, il est indispensable de disposer de moyens graphiques efficaces pour voir et comprendre les résultats des analyses, tant en déplacements qu'en contraintes en tous points du modèle, y compris à l'intérieur (figure 14).

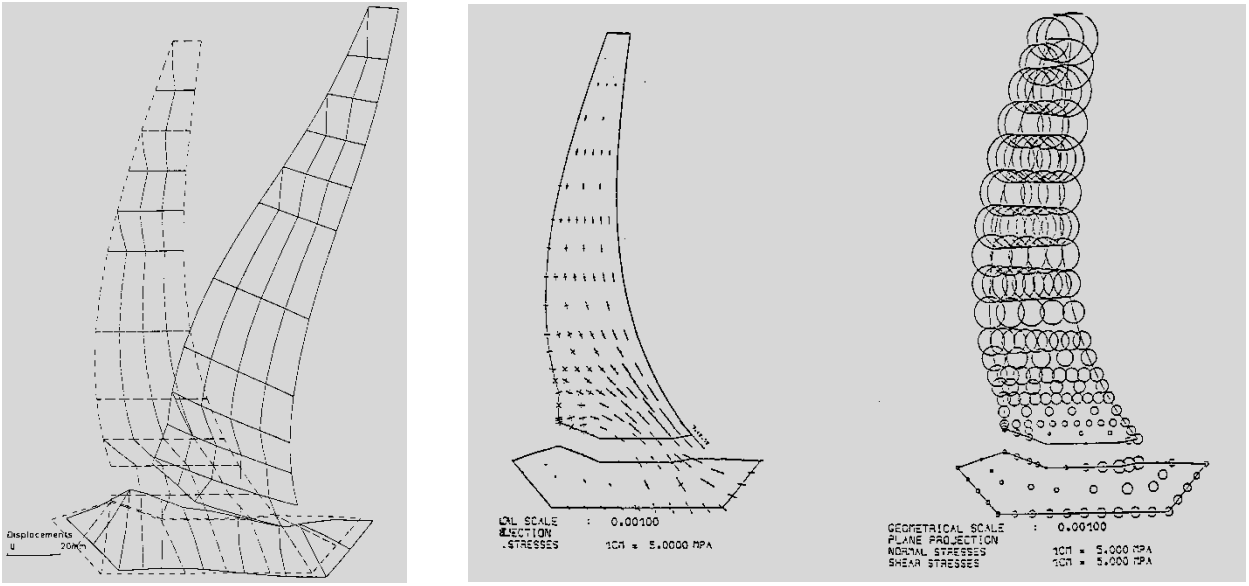

Figure 14 : Résultats d'une analyse non linéaire : déplacements amplifiés – contraintes dans et sur la section de clé post-processeur d'un code EF spécialisé (les cercles de la figure de droite représentent les contraintes d'arc qui passent à travers la section verticale. Le rayon du cercle est proportionnel à la norme des contraintes)

3.4.Les sollicitations

Les barrages-voûtes sont soumis tout au long de leur vie à différentes sollicitations (chargement hydrostatique, conditions thermiques, séisme…) ou plutôt à des combinaisons de sollicitations qu'il convient de déterminer. Elles dépendent de la conception et de la construction de l'ouvrage, de l'environnement auquel l'ouvrage sera/est soumis, des conditions d'exploitation et des sollicitations associées, des conditions de surveillance et maintenance, de la vraisemblance des situations de défaillance et du vieillissement des matériaux pour les voûtes existantes.

L'impact de certaines actions dépend fortement de la géométrie de la vallée (large, en U ou en V, faible pente des rives), de la forme de la voûte (cylindrique, à spirale logarithmique, simple/double courbure), de son épaisseur et de la présence de culées.

3.4.1. Le poids propre

Les voûtes sont généralement construites par plots verticaux indépendants ; leurs poids sont donc transmis verticalement à la fondation sous-jacente. L'application du chargement poids-propre doit reproduire le phasage de construction de l'ouvrage afin d'obtenir un état de contrainte en fin de construction représentatif de la réalité. Plusieurs mécanismes peuvent être utilisés : activation des plots pairs puis impairs puis combinaison linéaire, inclusion d'éléments joints ou de contact au droit des joints verticaux, ou utilisation d'une loi orthotrope pour annuler les contraintes d'arc. A l'issue de cette étape, les déplacements sont remis à zéro. On parle de poids propre non clavé (PPNC).

Une exception plus récente sont les ouvrages voûte épaisse ou poids-voûtes construits en BCR, construits par couches horizontales. Là aussi, l'application du chargement doit reproduire le phasage de la construction de l'ouvrage, ce qui est aisé avec tous les logiciels modernes.

3.4.2. L'action de l'eau, des sédiments et de la glace

L'action de l'eau de la retenue est généralement représentée comme une pression hydrostatique s'exerçant sur le parement amont de l'ouvrage. L'action de l'eau d'une contre-retenue s'exerçant sur le parement aval peut être également considérée.

Si les écoulements d'eau dans le corps du barrage sont souvent négligés, ce n'est pas le cas des écoulements d'eau dans la fondation.

Parallèlement aux progrès des modèles, le domaine des actions considérées s'étend, à commencer par les effets hydrauliques : alors que traditionnellement le chargement hydraulique s'arrêtait miraculeusement au pied amont, on introduit d'abord les poussées hydrauliques sur les zones de plus forts gradients supposés (voiles d'injection et drainage), puis au sein même des matériaux en extension (figure 15).

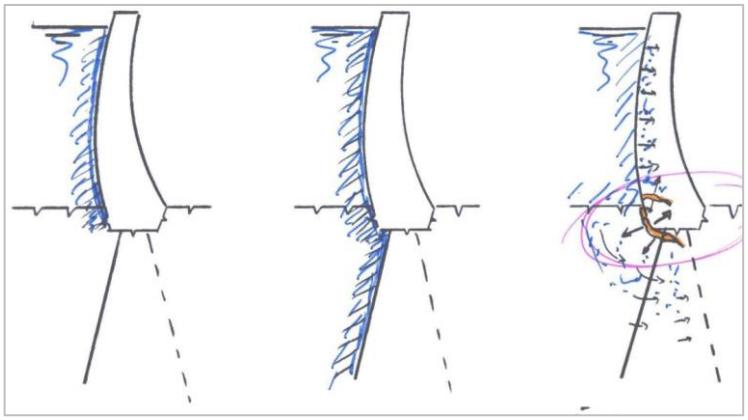

Figure 15 : Evolution des chargements hydrauliques : de gauche à droite :
- *conventionnel limité au parement amont*
- *avec action du gradient hydraulique amont-aval en fondation*
- *généralisé avec biphasisme solide/liquide dans le rocher et le béton*

Ces actions ont d'abord été mises en œuvre par des artifices de chargement extérieurs, et l'analyse était alors menée en contraintes totales.

Ces actions peuvent également être mises en œuvre par des extensions logicielles inspirées de la géotechnique, telles que l'ajout de la pression interstitielle comme variable explicative principale (poro-plasticité dans le code Gefdyn), ce qui conduit à travailler dans le domaine des contraintes effectives. Les pressions interstitielles sont le plus souvent obtenues par un calcul d'écoulement de type Darcy. On parle alors de modèle couplé hydromécanique.

Les actions des sédiments et de la glace sont généralement pris en compte sous la forme de poussée additionnelle sur le parement amont.

3.4.3. L'action de la température

Différentes échelles de temps sont à considérer pour les chargements thermiques et elles dépendent de la finesse de l'ouvrage.

Il y a tout d'abord les variations thermiques initiales post-construction, liées à la prise du béton. A l'exception des voûtes épaisses, les barrages-voûtes sont clavés après stabilisation de la température interne du béton. Cette température nommée température de clavage est souvent mal connue et considérée généralement comme uniforme.

Il y a ensuite les variations saisonnières autour de cette température de clavage liées aux variations des températures de l'air et de l'eau de la retenue. Les variations thermiques journalières sont généralement négligées ; les variations saisonnières peuvent affecter toute l'épaisseur de la voûte si celle-ci est mince ou seulement les parements pour les voûtes épaisses.

Pendant longtemps, les calculs de justification de voûtes ont utilisé la formulation de Stucky et al ([11]) pour modéliser les chargements thermiques été et hiver.

Aujourd'hui, la plupart des logiciels EF modernes disposent d'un module de simulation de la diffusion de la température au sein d'un matériau et permettent de réaliser des calculs thermiques transitoires.

3.4.4. Le vieillissement du béton

Les barrages-voûtes, comme tous les ouvrages en béton, sont soumis à des processus irréversibles qui caractérisent le comportement du béton. Parmi ces processus, on peut citer les plus couramment visibles sur les ouvrages en exploitation : le retrait, le fluage et les pathologies de gonflement.

Le retrait, qu'il soit endogène, de dessication ou retrait thermique intervient au jeune âge. Tout ou partie du retrait peut être compensé par l'opération de clavage de la voute. Il est classiquement modélisé par analogie thermique.

Le fluage, i.e. la déformation différée irréversible du béton (et de la fondation) soumis à un chargement, peut générer une modification des caractéristiques du matériau et une redistribution des efforts dans l'ouvrage sur le long terme. Il est classiquement pris en compte en faisant varier le module de déformation du béton et/ou de la fondation. Il existe aussi des lois de comportement de fluage plus spécifiques.

Le gonflement du béton, pour les ouvrages plus anciens, peut être lié à des réactions alcali-granulats ou sulfatique interne, qui s'activent avec l'eau. La modélisation de ces phénomènes est délicate. La prise en compte du gonflement peut être abordée de façon très simplifiée par une analogie thermique (gonflement isotrope ou non, indépendant ou non du niveau de contrainte, ne créant pas d'endommagement). Il convient de noter qu'une telle approche génère généralement des contraintes peu réalistes dans l'ouvrage. Des modélisations plus complexes (tenant compte des phénomènes physico-chimiques à l'échelle du matériau), peuvent être mise en œuvre pour représenter le phénomène de gonflement (travaux du LMDC-EDF). On citera en particulier le Benchmark CIGB de Valence et le colloque de Chambéry. De nouvelles lois de comportement sont en cours de développement par le LMDC.

3.4.5. Le dynamique

L'évaluation du comportement des voûtes aux séismes, à l'époque des méthodes formelles, s'est limitée aux équivalents pseudo-statiques, sans puis avec prise en considération d'une amplification modale. Les effets de l'eau suivaient les formules de Westergaard ou Zangar.

La méthode des éléments finis a permis de calculer les modes propres de vibration des voûtes et, par voie de conséquence, de calculer les déplacements vibratoires induits par une sollicitation sismique. Là encore, les effets non linéaires unilatéraux prennent toute leur importance dès lors que les niveaux sismiques deviennent importants, l'ouverture des joints de construction verticaux induisant une dissipation d'énergie, donc un amortissement important. Des artifices ont été introduits pour en tenir compte, soit par introduction d'un coefficient d'amortissement pouvant aller jusqu'à 20%, soit par introduction de joints numériques unilatéraux à la place de quelques joints physiques de construction.

La modélisation temporelle de l'interaction fluide-structure a évolué avec tout d'abord l'utilisation de méthodes en fluide incompressible utilisant les masses ajoutées calculées par les formules de Westergaard ou Zangar. Puis sont apparues les méthodes prenant en compte la compressibilité de l'eau et permettant de mieux représenter la propagation des ondes de pression dans la retenue. Parmi celle-ci, on peut citer la méthode des éléments de frontières (« Boundary Element Method ») dans le domaine des fréquences et la modélisation par élément fluide.

La modélisation de l'interaction sol-structure a elle aussi connu des développements importants ces dernières années. La modélisation très conservative d'une fondation sans masse avec des frontières bloquées permettant de prendre en compte uniquement la déformabilité de la fondation a laissé la place à des modélisations plus réalistes optant pour une fondation massive et des frontières radiatives (à l'aide de ressorts visqueux, d'éléments infinis ou de « perfectly matched layers » (PML)) pour éviter la réflexion des ondes.

3.5.Les combinaisons de sollicitations et les critères associés

3.5.1. Les combinaisons de sollicitations

Comme pour tous les ouvrages de génie civil, l'ouvrage doit être justifié pour des situations normales (ou durables) d'exploitation, des situations rares ou transitoires dont la probabilité d'occurrence est faible sur la durée de vie de l'ouvrage ou qui concernent des conditions temporaires de fonctionnement, et enfin des situations extrêmes ou accidentelles, qui se réfèrent à des conditions extrêmes applicables à l'ouvrage ou à des probabilités d'occurrence très faibles sur la durée de vie de l'ouvrage.

Une liste-guide de situations de vérifications a été recommandée par le Groupe de Travail du CFBR relatif à la justification du comportement des barrages-voûtes ([1]). Seules les situations en lien avec un scénario de rupture réaliste pour la voûte considérée sont étudiés. L'originalité de la démarche réside dans la définition de situations rares et extrêmes, se basant sur deux points d'entrée : l'hydrostatique et le chargement thermique. Ainsi, pour les voûtes particulièrement sensibles aux effets thermiques, est préconisée l'étude des combinaisons intégrant :

- les crues saisonnalisées les plus fortes associées au chargement thermique saisonnier correspondant ;
- les chargements thermiques significatifs les plus préjudiciables associés à la crue saisonnalisée correspondant à ces états thermiques.

Plusieurs pays ont défini une liste des situations à vérifier et leurs critères associés. On peut citer les USA ([6],[7],[8]), l'Australie [9] ou encore la Suisse ([10]). Une présentation de ces réglementations et pratiques étrangères est fournie en annexe 7 des recommandations provisoires du GT voûte du CFBR ([1]).

3.5.2. Les mécanismes de rupture et critères d'évaluation

La justification des voûtes nécessite de définir les cinématiques ou mécanismes susceptibles d'entrainer la rupture ou une dégradation significative du comportement de l'ouvrage ainsi qu'un certain nombre de critères, associés à ces mécanismes de rupture ; ceux-ci permettront d'une part de sélectionner la modélisation la plus adéquate pour l'ouvrage et sa problématique, et d'autre part d'évaluer les marges de sécurité vis-à-vis du mécanisme de rupture analysé.

Il convient de rappeler que l'analyse de l'accidentologie mondiale ne met en évidence que deux ruptures totales de barrage-voûtes : le cas déjà évoqué au § 2.2 de Malpasset (France) lié à une instabilité de dièdre rocheux et le cas très particulier de la voûte expérimentale de Meihua (Chine) lié à un glissement le long du joint périmétral mis en place au contact barrage-fondation.

L'analyse de l'incidentologie effectuée par E. Bourdarot ([3] permet d'identifier des mécanismes de défaillance avérés : non reprise des efforts en pied des plots centraux (voûtes de Kölnbrein, Schlegeis, Zillergrundl, Laouzas), dépassement de la résistance du béton par rapport aux contraintes admissibles dans le béton (mentionné au § 2.1, pas de cas avéré), érosion du rocher d'appui par déversement au-dessus de la crête (voûtes de Moyie River et Sweetwater), érosion interne du rocher de fondation dans un contexte géologique particulier (voûte de Lake Lanier).

Du fait de l'hyperstaticité des barrages-voûtes, les critères de performance ou d'acceptabilité du comportement d'une voûte doivent être capables de distinguer les situations d'adaptation relevant d'un comportement « normal » de l'ouvrage et acceptables, de celles amenant l'apparition progressive de désordres locaux ne remettant pas en cause la stabilité d'ensemble de l'ouvrage et de celles amenant l'apparition progressive de désordres à plus grande échelle pouvant entraîner la rupture de l'ouvrage.

Différents critères ont été proposées par le groupe de travail CFBR dans son guide de recommandations ([1]), critères qui évoluent selon la complexité du modèle numérique mis en œuvre (approche élastique linéaire, non linéaire). Ils ne sont pas détaillés ici et méritent une phase de confrontation à des études relatives à des ouvrages déjà modélisés.

4. COMMENT CONCEVOIR UN MODELE UTILE

Les exercices proposés dans le cadre des ateliers organisés depuis 1991 par le comité technique de la CIGB sur les méthodes de calcul pour barrages permettent d'illustrer ces modélisations. Le bulletin CIGB n° 155 « Du bon usage des modèles numériques dans l'ingénierie des barrages » fournit la liste des problèmes proposés, dont les données et résultats sont en cours de publication.

Des progrès sont permis par les méthodes nouvelles (le 3D – le NL – le polyphasique – le dynamique, etc…) : le tout reste lourd et il faut encore choisir. Attention donc à a) bien choisir le raffinement du maillage, pas trop, et b) corriger les contraintes de parement par un traitement approprié, si on veut se ramener à des critères de type RdM.

Les développements récents concernent l'amélioration et le développement de lois de comportement, d'algorithmes de résolution. La préparation des modèles (prétraitement) a été également grandement améliorée.

L'attention de l'ingénieur doit être portée sur :

- Les résultat attendus (où, comment, sous quelle forme ?)
- Le choix du type d'éléments (quadratiques, joints)
- Le choix du logiciel : si possible ayant déjà traité un cas comparable

La difficulté qui se pose depuis quelques années est la disparition des quelques logiciels développés spécialement pour l'étude des voûtes (COBEF, COQEF, EFESYS, GEFDYN) au profit de logiciels généralistes, qui ne peuvent pas répondre aussi bien aux besoins spécifiques liés à l'ingénierie des voûtes (ANSYS, ABAQUS, DIANA, FLAC, ASTER, DYNA, …). Si les capacités de modélisation ne sont en général pas mises en cause, ce sont les représentations des résultats qui en général pêchent par faiblesse des possibilités.

Il convient de préparer un scénario d'exploitation avec tactique progressive : n'introduire les charges et particularités des lois de comportement que progressivement : cela évite les erreurs et c'est un gain de temps (évite les retours en arrière) : par exemple

- pas de non linéaire avant d'avoir réalisé les analyses élastiques ;
- pas de gonflement avant d'avoir fait tous les calculs thermiques ;
- pas de dynamique avant les équivalents pseudo-statiques ;
- etc.

Raffinement : il est conseillé de viser le minimum compatible avec le résultat (et à l'échelle des données disponibles pour les restitutions de comportement mesuré). Ne pas tomber dans le piège du débutant de raffiner plus parce que c'est plus joli et ne coûte rien : c'est faux !

Il est aussi conseillé de préparer le maillage du modèle en pensant dès le début aux sorties graphiques pour 1) comprendre ; 2) démontrer. C'est le moment de décider où et comment seront les vues et coupes pour montrer les contraintes et les déformées. Dans les cas les plus simples, on pourra se contenter des vues traditionnelles que sont (voir détails section suivante) :

- les contraintes de parement amont et aval,
- les contraintes 2D dans la console de clé et quelques sections horizontales,
- les déformées de la console de clé et de quelques sections horizontales.

Mais dès que l'étude porte sur une particularité du barrage (par exemple ouverture du pied amont) il sera nécessaire d'aller plus loin dans la recherche de bons moyens de compréhension et visualisation.

5. EN GUISE DE CONCLUSION : QUELQUES PRIERES AUX DEVELOPPEURS DE LOGICIELS DE CALCUL

Bien que d'apparence plus moderne, les post-traitements proposés par défaut sur nos ouvrages ne sont généralement pas suffisants, et plusieurs ingénieries ont développé leurs propres outils (cf. fig. 16 et fig. 17) : il s'agit en effet de comprendre comment transitent les efforts internes, et la visualisation à la fois de l'intensité et de la direction est importante. Des sorties de calculs appropriées constituent un premier garde-fou, car elles permettent de détecter un certain nombre d'erreurs de calcul (chargements, mauvaise convergence, etc…), en facilitant le contrôle de la cohérence entre contraintes, déplacements, et enchaînements lors des différentes étapes de calculs (chargements unitaires, calculs linéaires puis non linaires).

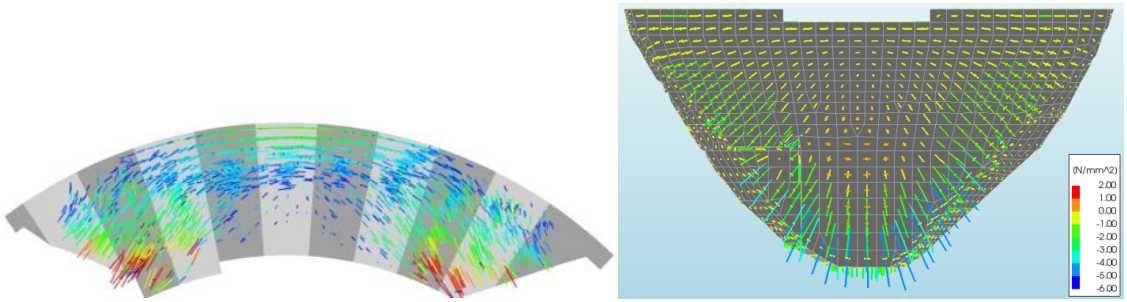

Figure 16 : visualisation des contraintes principales, et de leurs directions – thème B, Stockholm 2017

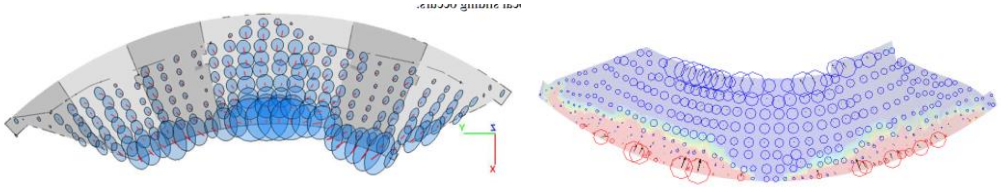

Figure 17 : visualisation des contraintes normales (cercles) et de cisaillement (flèche) au droit d'un joint – thème B, Stockholm 2017

L'évolution de ces dernières années a privilégié l'usage de la couleur, ce qui est très bien car cela ajoute, en principe, une dimension à celles permises par les dessins en noir et blanc. Malheureusement, on a en même temps eu tendance à délaisser des modes de dessin qui étaient indispensables à la bonne interprétation des résultats. Exemples (voir notamment figures 16 et 17) :

- les contraintes de parement (vues historiques) sont en développé pour les bons logiciels, en projection amont-aval pour les autres ; privilégier les rosettes (3 fois + riches que les zonages colorés) ; lorsque le maillage est trop raffiné, il faut pouvoir ne représenter qu'une rosette sur n sinon on ne distingue rien ; les échelles de contraintes doivent figurer ;
- pour les déformées il faut prévoir des coupes (verticales, horizontales, et même radiales pour les bons logiciels) pour voir les résultats à l'intérieur des volumes : géométrie en tiretés, déformées amplifiées en traits pleins ; zonage de couleur facultatif ; les échelles doivent figurer ;
- pour les contraintes dans l'intérieur du modèle il faut les mêmes coupes ; le tenseur de contraintes doit être projeté en 2D dans le plan de coupe ; mêmes précautions de filtrage des rosettes si le maillage est trop raffiné ; les rosettes peuvent être complétées par les composantes « à travers la section » du tenseur 3D, càd la normale (cercle) et la tangentielle (flèche).

6. REFERENCES

[1] GT du CFBR Recommandations pour la justification du comportement des barrages-voutes – Document provisoire - Octobre 2018

[2] GT du CFBR La sureté des barrages-voutes existants. 2-ème congrès de la CIGB, Vienne, Juillet 2018

[3] BOURDAROT E. Discussion sur les mécanismes de défaillance des barrages-voûtes. Retour d'expérience de l'accidentologie et de l'incidentologie. Colloque CFBR Sûreté des barrages et enjeux, Chambéry, novembre 2016.

[4] LONDE P. Une méthode d'analyse à trois dimensions de la stabilité d'une rive rocheuse. Annales des Ponts et Chaussées, janvier 1965.,

[5] ZIENKIEWICZ O. C., The finite Element method. Éditeur McGraw-Hill, 1977

[6] EM 1110-2-2201, Arch Dam Design, USACE, 1994 [USACE_1] ;

[7] Engineering Guidelines for the Evaluation of Hydropower Projects, Chapter 11 – Arch Dams, FERC, octobre 1999 [FERC] ;

[8] EM 1110-2-6051, Time-History Dynamic Analysis of Concrete Hydraulic Structures, USACE, septembre 2003 [USACE_2].

[9] « Evaluation of existing arch dam design criteria in lieu of ANCOLD guidelines » conference présentée par MM. M. Jonker and Dr R. Espandar (Conference ANCOLD 2008).

[10] Directive sur la sécurité des ouvrages d'accumulation. Partie C1, dimensionnement et construction – 15/01/2017

[11] Stucky A., Derron M.-H. (1957) : « Problèmes thermiques posés par la construction des barrages-réservoirs », Ecole Polytechnique de l'Université de Lausanne, Publication n° 88, Lausanne.

[12] Noret C. et al., 2011, "Theme A: Effect of concrete swelling on the equilibrium and displacements of an arch dam", 11th ICOLD Benchmark Workshop on numerical analysis of dams.

[13] Sellier A. et al., 2017, "Swelling Concrete in Dams and Hydraulic Structures", ISTE Ltd, John Wiley & Sons, Inc.

[14] Méthode générale pour le tracé de la courbe des pressions dans une voûte à triple articulation, dans Annales des ponts et chaussées. 1ère partie. Mémoires et documents relatifs à l'art des constructions et au service de l'ingénieur, 1898, 3e trimestre, p. 82-90