Zeitschrift: Wasser Energie Luft = Eau énergie air = Acqua energia aria
Herausgeber: Schweizerischer Wasserwirtschaftsverband
Band: 85 (1993)
Heft: 1-2

Artikel: Tremblements de terre : modèles de calcul
Autor: Darbre, Georges R.
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-939950

Nutzungsbedingungen
Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation
L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use
The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 04.07.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

Tremblements de terre: Modèles de calcul

Georges R. Darbre

1. Introduction

1.1 Sécurité des ouvrages

Le but de tout ouvrage de génie civil est de pourvoir à des besoins de l'être humain tout en le protégeant de manière adéquate des risques inhérents à la construction et à l'exploitation de cet ouvrage. La sécurité est donc une préoccupation centrale de l'ingénieur, que ce soit lors de la préparation et réalisation du projet de construction, lors de l'établissement et réalisation d'un programme de maintenance ou lors du développement et implémentation d'un concept de surveillance. Cette volonté de construire et d'exploiter des ouvrages sûrs est d'autant plus prononcée que le risque inhérent à la présence de l'ouvrage et que son importance socio-économique sont élevés. Ceci explique l'importance qu'attache la communauté des grands barrages à la sécurité de ces derniers.

1.2 Rôle de l'analyste

La complexité des problèmes auxquels l'ingénieur est confronté lors de la conception, de la réalisation, de la maintenance et de la surveillance d'un ouvrage et les exigeances quant à la fiabilité des réponses et solutions proposées exigent l'étude systématique et précise de tous les éléments pouvant contribuer à ces problèmes et à leurs réponses et solutions. Il appartient à l'analyste, d'entente avec l'ingénieur projeteur, de définir les besoins de compréhension correspondants en tenant compte des caractéristiques de l'ouvrage et de l'environnement. Il en découle une sélection d'éléments que l'analyste modélisera selon les règles de l'art (charges, géométrie, matériaux, objectifs d'analyse) à l'aide de modèles appropriés (y compris modèles numériques). Les résultats des calculs analytiques et/ou numériques en découlant seront interprétés par l'analyste d'entente avec l'ingénieur projeteur. Il en résultera la compréhension voulue du comportement de l'ouvrage. Le rôle de l'analyste et son interaction avec l'ingénieur projeteur sont schématisés dans la figure 1.

L'analyse est la base de l'évaluation du comportement d'un ouvrage et les modèles de calcul en sont les instruments modernes. La qualité d'une analyse et la fiabilité de ses conclusions dépendent en tout premier lieu de la faculté de l'analyste à saisir les phénomènes physiques en jeu, à reconnaître ceux qui sont les plus importants et à les traduire en termes mathématiques, à effectuer une analyse appropriée et correcte et, au terme de l'analyse, à interpréter les résultats analytiques et numériques en termes physiques.

1.3 Dynamique des structures et enseignement

L'évaluation du comportement et de la sécurité d'un ouvrage en cas de tremblements de terre demande l'emploi de techniques d'analyse propres à la dynamique des structures. La dynamique des structures est le complément de la statique, considérant la variation temporelle des charges et du comportement de la structure. Une analyse dynamique n'est possible que si une compréhension extrême de la manière dont une structure est supportée, transmet les charges, se déforme... en résumé «vit» est présente. De ce fait l'étude de la dynamique des structures n'est pas uniquement un préalable à toute analyse du comportement d'un ouvrage en cas de tremblements de terre; c'est également un support pédagogique important dans l'enseignement de la relation entre phénomènes structurels physiques et leur modélisation, que ces phénomènes soient dynamiques ou statiques. De plus, l'étude des phénomènes dynamiques permet de prendre un certain recul par rapport aux phénomènes statiques et ainsi de mieux dominer l'analyse de ces derniers.

1.4 Modèles de calcul

Seuls les aspects de modélisation pour le calcul du comportement de barrages en cas de tremblements de terre sont présentés dans cet article. Il est admis que les besoins de compréhension et que les éléments à modéliser en découlant ont été sélectionnés de manière adéquate, que l'état et l'historique de l'équilibre statique sont connus avec fiabilité et que le tremblement de terre de dimensionnement est adéquatement défini. Il est de plus admis que la faille à l'origine du tremblement de terre ne traverse pas la fondation immédiate du barrage et les effets indirects du tremblement de terre sur le barrage ne sont pas considérés (par exemple suite à un glissement de terrain dans la retenue).

Les modèles de calcul sont présentés séparément pour les digues, les barrages-poids et les barrages-voûtes. Une distinction est faite entre les modèles établis dans la pratique (pratique établie), ceux dont l'utilisation est limitée mais dont les bases sont reconnues comme physiquement et mathématiquement saines (recherche consolidée), et ceux présentement en développement ou dont les bases physiques ou mathématiques sont sujettes à discussion (recherche ouverte).

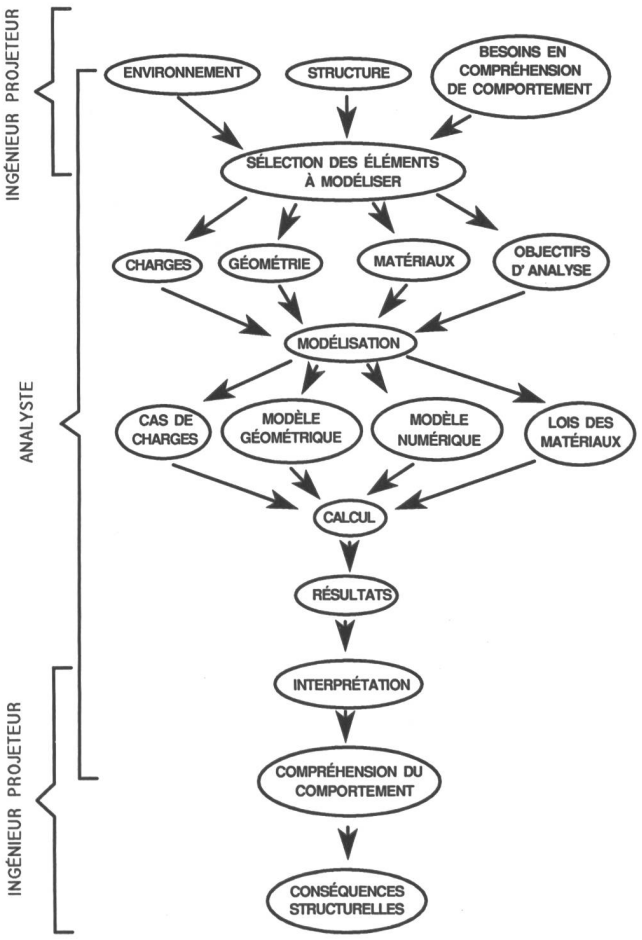

Figure 1. Phases d'une analyse et rôles de l'analyste et de l'ingénieur projeteur.

Il convient de relever que le choix d'un modèle de calcul spécifique est avant tout dicté par le problème à résoudre. Ce choix peut éventuellement être autre que celui d'un modèle présenté ici.

2. Digues

2.1 Pratique établie

Calcul de stabilité bi-dimensionnel

L'analyse du comportement d'une digue au tremblement de terre s'effectue pour une tranche bi-dimensionnelle dont la géométrie et les caractéristiques sont celles de la section centrale (figure 2). La méthode d'analyse établie en pratique consiste à effectuer un calcul de stabilité au glissement dans lequel l'action dynamique agissant sur un bloc en glissement potentiel est comparée à la résistance statique modifiée de ce bloc le long de sa surface de contact avec le corps principal de la digue (figure 3 a). La formulation générale de la procédure d'analyse est la suivante:

1. Déterminer l'état des contraintes statiques prévalant dans le corps de la digue (calcul par éléments finis considérant les étapes de construction et consolidation);
2. Déterminer les caractéristiques mécaniques dynamiques non linéaires des matériaux par essais de laboratoire (module d'élasticité, nombre de Poisson et amortissement, fonctions principalement de la vitesse de charge et niveau de déformation);
3. Déterminer les accélérations et les contraintes induites dans la digue par le tremblement de terre à l'aide d'un calcul par éléments finis linéaire équivalent. Les caractéristiques mécaniques obtenues sous point 2 sont utilisées à cet effet, introduisant en chaque point une déformation de référence égale à ⅔ de la déformation maximale par exemple (déformation obtenue de manière itérative jusqu'à l'obtention d'une solution convergente);
4. Soumettre des éprouvettes de sol aux contraintes totales (statiques + dynamiques cycliques) calculées sous point 3 en divers endroits de la digue. Déterminer la diminution de la résistance au cisaillement, l'augmentation des pressions interstitielles et les déformations en résultant;
5. Déterminer les zones de la digue susceptibles de liquéfaction (perte de la résistance au cisaillement de par l'augmentation de la pression interstitielle); et
6. Effectuer un ou plusieurs calculs de glissement, considérant la présence des zones susceptibles de liquéfaction déterminées sous point 5 et les accélérations induites dans la digue calculées sous point 3. Un incrément de glissement se produit dès qu'une accélération horizontale pondérée du corps en glissement potentiel dépasse l'accélération horizontale critique pour laquelle la résistance est égale à l'action. Le glissement s'arrête dès que l'accélération pondérée est à nouveau inférieure à l'accélération critique (figure 3 b). Au cas où aucun glissement ne prend place ou que la sécurité au glissement est assurée, les déformations ponctuelles obtenues sous point 4 sont transformées de manière semi-empirique en déformation de la digue.

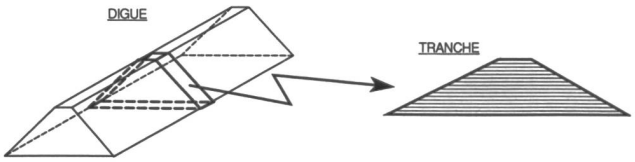

Figure 2. Tranche pour analyse bi-dimensionnelle d'une digue.

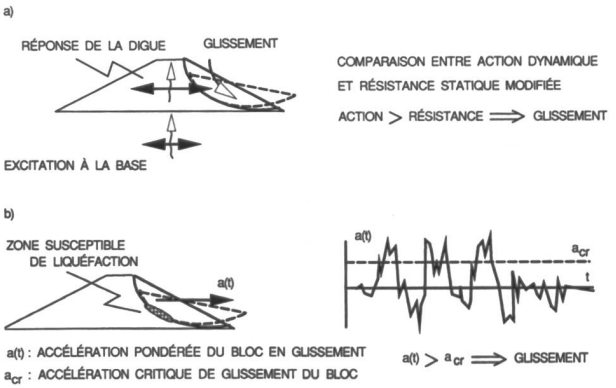

Figure 3. Calcul de stabilité au glissement d'une digue. a) Principe, b) implémentation.

La procédure décrite ci-dessus est typiquement utilisée pour l'analyse des digues construites de matériaux sujets à des augmentations de pressions interstitielles et à la perte potentielle de résistance au cisaillement en résultant (sables saturés de faible et moyenne densité). Pour les digues composées de matériaux dont les caractéristiques ne changent que très peu sous l'effet de charges cycliques (sols argileux cohésifs compactés, sables secs et sables saturés très denses), il est de pratique courante de n'effectuer que les étapes 3 et 6 ci-dessus (les déformations sont directement obtenues du calcul par éléments finis).

Limitations majeures

La méthode décrite ci-dessus est basée sur des concepts physiques clairs et elle permet une appréciation du comportement d'une digue aux tremblements de terre. Deux limitations majeures sont cependant liées à son utilisation:

1. L'accélération utilisée pour le calcul de glissement est celle découlant de l'analyse de la digue monolithique. Aucune interaction n'est prise en compte (modification de l'oscillation de la partie principale du fait du glissement et modification de la réponse du bloc en glissement); et
2. Uniquement la sécurité au glissement est considérée de manière directe, les déformations obtenues n'étant que très approximatives du fait de l'utilisation d'un calcul linéaire équivalent.

2.2 Recherche consolidée

Compactage hydraulique

Il est reconnu que les digues compactées hydrauliquement («hydraulic-fill dams») sont extrêmement vulnérables lors de tremblements de terre du fait de leur propension à la liquéfaction et rupture en découlant (la même remarque s'applique aux digues construites sur sables lâches).

Eléments d'importance

Lors de l'utilisation de la méthode décrite à la section 2.1 , il est important de tenir compte de l'influence des contraintes statiques initiales sur les caractéristiques mécaniques dynamiques (par exemple module d'élasticité tangentiel). Il est également important de reconnaître que l'état le plus défavorable pour le développement du glissement peut être après la fin du tremblement de terre du fait de la redistribution des pressions interstitielles.

Sollicitations

Afin de pouvoir évaluer le comportement d'une digue aux tremblements de terre, il serait souhaitable de connaître les sollicitations dans le corps de la digue ainsi que l'apparition de déplacements permanents éventuels, en particulier (figure 4): tassements de la digue (entraînant une diminution de la revanche), fissures longitudinales (associées à de fortes oscillations latérales), fissures transversales (associées à de fortes oscillations longitudinales ou à une excitation transversale asynchrone) et fissures dans le corps de la digue, toute fissure pouvant conduire à une érosion interne (en particulier les fissures dans le corps).

Effets tri-dimensionnels

Les effets tri-dimensionnels provenant de l'étroitesse d'une vallée (contribution importante des appuis latéraux à la rigidité) et ceux liés à des excitations verticale, longitudinale et transversale asynchrone peuvent avoir une influence non négligeable sur le comportement d'une digue.

Formulation géo-mécanique

Les constatations décrites ci-dessus conduisent à envisager une modélisation par éléments finis basée sur une formulation géo-mécanique non linéaire et inélastique. Aucune formulation générale de ce type n'est cependant encore établie, l'utilisation et le développement de telles méthodes d'analyse faisant partie des préoccupations actuelles des chercheurs. Les formulations disponibles actuellement ne sont établies que pour des cas particuliers.

2.3 Recherche ouverte

En recherche, l'accent est porté sur le développement de méthodes d'analyse par éléments finis basées sur une formulation géo-mécanique non linéaire et inélastique.

Lois constitutives

Le développement de lois constitutives pour un matériau à deux phases fluide/solide (sol saturé) est au centre des préoccupations (état bi-dimensionnel). L'accent est mis sur la modélisation de la matrice solide non linéaire inélastique. Un couplage entre les phases liquide et solide est effectué selon la théorie de Biot adaptée au domaine inélastique non linéaire de la matrice solide («mixture theory»). Les aspects liés aux charges cycliques rapides, perte de résistance et génération de surpressions interstitielles se doivent d'être considérés lors du développement de telles lois constitutives.

Aucune activité de recherche généralisée pour la modélisation de continus à 3 phases solide/fluide/gaz tels que rencontrés dans les sols partiellement saturés n'a présentement lieu.

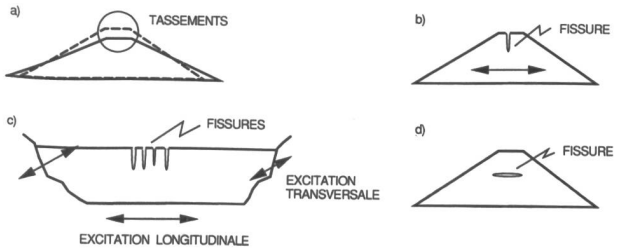

Figure 4. Déformations permanentes et fissures dans digue. a) Tassements (diminution de la revanche), b) fissures longitudinales (associées à de fortes oscillations latérales), c) fissures transversales (associées à de fortes oscillations longitudinales ou à une excitation transversale asynchrone), d) fissures dans le corps (érosion interne).

Propagation des ondes

Il est nécessaire de considérer la variation de l'excitation à la base de la digue lorsque les longueurs d'ondes apparentes significatives du tremblement de terre sont du même ordre de grandeur que la largeur de la digue à sa base. L'introduction d'une option permettant de considérer une excitation de supports multiples dans un programme d'analyse par éléments finis ne représente aucune difficulté particulière, pour autant qu'une représentation simple de l'influence du sous-sol soit possible (voir interaction digue-sol ci-dessous).

Interaction digue-sol

L'interaction digue-sol décrit l'influence réciproque qu'exercent la digue et le sous-sol lors d'un tremblement de terre. Dans sa formulation la plus simple, cette interaction est soit totalement ignorée (base rigide) soit représentée par une série de ressorts et d'amortisseurs discrets représentant la flexibilité de la fondation et sa capacité à dissiper de l'énergie. Dans sa formulation la plus rigoureuse, cette interaction tient compte du caractère de dimension infinie du sous-sol d'où, pour un sous-sol visco-élastique, des coefficients d'interaction qui dépendent du contenu fréquentiel des mouvements à l'interface digue/sol. La formulation la plus simple est cependant adéquate dans la plupart des cas pratiques du fait de la flexibilité de la digue par rapport à celle de la fondation ainsi que des phénomènes inélastiques prononcés se produisant dans la digue lors de tremblements de terre importants.

Interaction digue-réservoir

De manière similaire, l'interaction digue-réservoir décrit l'interaction réciproque qu'exercent le fluide contenu dans le réservoir et la digue lors d'un tremblement de terre. Dans sa formulation la plus simple cette interaction est soit totalement ignorée (aucun fluide entraîné par les mouvements du parement amont) soit représentée par une masse d'eau incompressible se mouvant en harmonie avec le parement amont. Dans une formulation rigoureuse, la compressibilité de l'eau, la dissipation d'énergie due aux dépots sédimentaires au fond du réservoir et l'étendue quasi infinie de ce dernier sont considérés. Il en résulte des coefficients de masse hydro-dynamique dont les valeurs dépendent du contenu fréquentiel du mouvement du parement amont de la digue. Cette dernière représentation peut être considérée comme une variation de la représentation de la masse d'eau incompressible considérée dans la formulation la plus simple.

La masse d'eau incompressible entraînée dépend en premier lieu de l'inclinaison du parement amont, étant maximale pour un parement vertical et nulle pour un parement horizontal. En raison de l'inclinaison prononcée du parement d'une digue, la masse entraînée est limitée et la formulation la plus simple est adéquate dans la plupart des cas pratiques.

Effets tri-dimensionnels

Les effets tri-dimensionnels mentionnés à la section 2.2 peuvent être incorporés dans une formulation par éléments finis, sous réserve qu'une loi constitutive pour un état de contraintes tri-dimensionnel soit disponible et que l'option d'excitation par supports multiples soit implémentée. La taille du système d'équations à résoudre en résultant peut cependant être substantielle. Alternativement,

une décomposition analytique dans la direction longitudinale de la digue est pensable, la discrétisation par éléments finis restant alors bi-dimensionnelle.

Les études effectuées tendent à démontrer qu'un comportement tri-dimensionnel d'une digue située dans une vallée étroite conduit à des valeurs d'accélérations maximales plus élevées que lors d'un comportement parfaitement bi-dimensionnel (excitation par les appuis latéraux, contribution plus importante des modes de vibration supérieurs). Cette tendance est cependant compensée dans une mesure encore inconnue par la réduction de la réponse découlant de la considération des effets inélastiques (augmentation de la dissipation d'énergie interne et «destruction» de résonance potentielle) et des caractéristiques inhomogènes de l'excitation à la base de la digue («nivellement vers le bas» de l'excitation).

3. Barrages-poids

3.1 Pratique établie

Barrage

L'analyse du comportement d'un barrage-poids aux tremblements de terre s'effectue pour une tranche bi-dimensionnelle dont les caractéristiques sont celles de la section centrale ou de la section la plus haute (figure 5). La section est discrétisée en éléments finis de type «plane strain» (pas de déformations perpendiculaires au plan de la section). Le réseau d'éléments finis est choisi assez fin pour permettre une reproduction adéquate de la distribution des contraintes dans le corps du barrage et il est évité d'introduire des éléments distordus ou dont le rapport des longueurs des côtés s'éloigne trop de l'unité. Une loi des matériaux linéaire visco-élastique est utilisée pour le calcul, le module d'élasticité du béton étant adapté aux conditions de charge dynamique (de l'ordre de 25% à 30% supérieur au module d'élasticité statique). Un amortissement correspondant à environ 5% de l'amortissement critique est introduit.

Sous-sol

Le sous-sol sur lequel le barrage repose est considéré être rigide. Cette simplification grossière a son origine dans l'analyse statique, la flexibilité statique d'une fondation reposant sur un demi-plan d'étendue infinie étant nulle selon la théorie de l'élasticité. L'impossibilité de traiter une telle situation de manière simple par le calcul a conduit à l'introduction de la supposition du sous-sol rigide.

Réservoir

L'influence du réservoir sur le comportement dynamique d'un barrage est considérée par l'introduction d'une masse d'eau attachée au parement amont du barrage et entraînée par les mouvements de ce dernier (figure 5). Cette masse d'eau est obtenue de manière analytique pour un fluide incompressible contenu dans un réservoir de longueur infinie (formulation de *Westergaard)* ou par discrétisation par éléments finis incompressibles englobant une longueur de réservoir d'au moins trois fois la profondeur de la retenue. Dans les deux cas la masse additionnelle ainsi introduite est celle obtenue pour une excitation uniforme du parement amont du barrage dans la direction amont-aval.

Excitation

Le tremblement de terre est introduit de manière uniforme à la base du barrage. Il est généralement défini pour la composante amont-aval sous la forme d'un accélérogramme compatible avec un spectre de réponse de dimensionnement. La composante d'excitation verticale est régulièrement omise car les fréquences des modes de vibration du système ayant une forte participation sous excitations verticales sont généralement plus élevées que les fréquences d'excitation porteuses d'énergie.

Intégration temporelle

L'intégration temporelle est effectuée directement dans le domaine du temps, progressant pas à pas en respectant l'équilibre à chaque pas (intégration par méthode explicite, implicite ou combinée). L'intégration est effectuée pour tous les degrés de liberté directement (intégration directe) ou pour un nombre limité de degrés de liberté généralisés obtenus par décomposition modale. Dans ce dernier cas, seuls sont considérés les quelques modes de vibration dont le facteur de participation est non négligeable pour les directions d'excitation considérées ainsi que ceux dont les fréquences propres sont du même ordre de grandeur que les fréquences du tremblement de terre porteuses d'énergie (généralement au plus jusqu'à environ 8 Hz). Une correction statique équivalente peut être introduite pour compenser la contribution des modes de vibration non retenus dans l'analyse.

Une analyse selon le spectre de réponse, dans laquelle les valeurs de réponses extrêmes sont reprises directement d'un diagramme pour chaque mode de vibration considéré, n'est utilisée que dans l'analyse de petits ouvrages ainsi qu'à fins de comparaison. Le désavantage d'une analyse effectuée à l'aide du spectre de réponse réside dans le fait qu'elle ne livre qu'une approximation des valeurs de réponse maximales (selon la combinaison de la racine carrée de la somme des carrés des réponses des modes individuels) et ne donne aucune information sur la durée des sollicitations extrêmes.

Stabilité globale

Les contraintes dynamiques sont combinées aux contraintes statiques (y compris pressions interstitielles) et comparées à des contraintes de résistance dynamique (plus élevées que les contraintes de résistance statique). La stabilité globale de l'ouvrage est évaluée de manière empirique lorsque les contraintes de résistance sont dépassées, interprétant de manière appropriée les contraintes obtenues, leur répartition spatiale et leur durée d'action. Une évaluation simple de la stabilité de l'ensemble du barrage au glissement et au renversement à sa base est également effectuée.

La contrainte de résistance du béton utilisée lors de telles comparaisons est la résistance apparente plutôt que la résistance effective. La première est obtenue par extra-

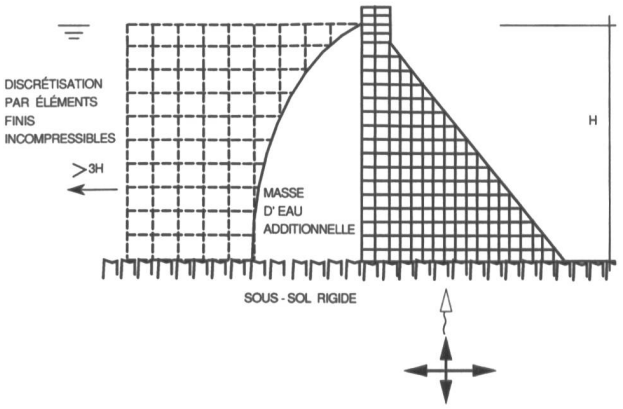

Figure 5. Modélisation bi-dimensionnelle d'un barrage-poids (schématique).

polation linéaire de la courbe initiale contrainte/déformation jusqu'à la déformation correspondant à la résistance effective (figure 6).

Modes de vibration

La détermination des modes de vibration et des fréquences propres est une étape essentielle de l'analyse, même si une intégration directe est effectuée. L'étude des formes modales et des fréquences propres permet à un analyste expérimenté de reconnaître des erreurs de modélisation éventuelles.

Limitations majeures

L'approche décrite ci-dessus contient trois limitations majeures:

1. Aucuns effets non linéaires ne sont considérés directement et les résultats d'analyse ainsi obtenus ne s'appliquent qu'à des cas où le comportement du barrage est essentiellement linéaire (pas ou peu de déformations irréversibles ou de fissures);
2. L'influence de la flexibilité du sous-sol sur le comportement dynamique du barrage ainsi que la capacité éventuelle du sous-sol à dissiper de l'énergie de manière interne ou par radiation sont totalement ignorés (pas d'interaction sol-structure);
3. La masse d'eau attachée au barrage est obtenue pour un liquide incompressible en supposant que le mouvement du parement amont est uniforme dans la direction amont-aval. Le mouvement du barrage n'est cependant pas uniquement amont-aval mais également tangentiel au parement, en particulier en présence de la composante verticale du tremblement de terre. Dans ce cas, la masse effectivement entraînée le long du parement est nulle alors qu'une masse importante est considérée dans le calcul. De plus, lorsque la composante verticale d'excitation est considérée, les pressions hydro-dynamiques engendrées sur le parement amont du barrage dues à la compressibilité de l'eau sont ignorées dans le calcul.

3.2 Recherche consolidée

Interaction sol-structure

La flexibilité et la capacité de dissipation d'énergie du sous-sol affectent le comportement dynamique du barrage. Il est possible d'obtenir les coefficients d'interaction correspondants (matrice de rigidité dynamique) par application d'une méthode d'analyse par éléments de contour. Ces coefficients sont différents pour chaque fréquence harmonique d'excitation et leur utilisation implique que l'analyse soit effectuée dans le domaine de la fréquence (voir section 3.4). Alternativement, les coefficients prévalant à une fréquence spécifique (par exemple fréquence propre du barrage sur sous-sol rigide) peuvent être utilisés sous forme de ressorts et d'amortisseurs discrets. L'introduction de cette approximation permet d'éviter un calcul dans le domaine de la fréquence, une adaptation des coefficients d'amortissement à l'algorithme d'analyse utilisé étant toutefois parfois nécessaire.

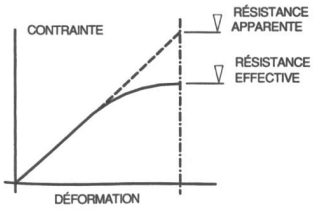

Figure 6, en haut. Courbe contrainte/déformation du béton.

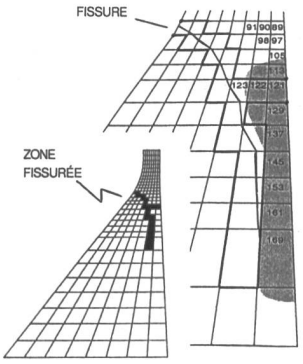

Figure 7, à droite. Discrétisation spatiale inadéquate d'un barrage-poids après fissuration (d'après *B. El-Aidi,* «Nonlinear earthquake response of concrete gravity dam systems», California Institute of Technology, Pasadena 1988, Report No. EERL 88-02).

Interaction réservoir-barrage

Du fait de la compressibilité de l'eau, le réservoir affecte le comportement dynamique du barrage non seulement par l'intermédiaire d'une masse d'eau entraînée mais également sous la forme d'ondes se propageant vers l'amont de la retenue. Il en résulte une dissipation d'énergie pour les ondes harmoniques de fréquences supérieures à la fréquence fondamentale de la retenue (fréquence de coupure f_w égale à $C_w/4H$ [Hz] pour un bassin prismatique infini de profondeur H, C_w étant la vitesse de propagation des ondes acoustiques dans l'eau = 1451 [m/s]). Les coefficients de masse additionnelle et d'amortissement (résumés sous la notion de *masse hydro-dynamique)* sont de plus différents pour chaque fréquence composant le mouvement temporel du parement et du fond de la retenue. Ils dépendent également de l'énergie dissipée au fond de la retenue (sédiments ou réfraction dans le sous-sol). La variation de la masse hydro-dynamique avec la fréquence peut affecter le comportement dynamique du barrage dès que la fréquence propre fondamentale f_d du barrage est supérieure à ⅔ de la fréquence propre fondamentale f_w de la retenue ($f_d > \frac{2}{3} f_w$). Il est alors nécessaire de considérer cette variation en effectuant une analyse dans le domaine de la fréquence. La supposition d'incompressibilité de l'eau (d'où considération d'une masse additionnelle indépendante de la fréquence et d'aucune dissipation d'énergie dans le réservoir) est acceptable si ce rapport des fréquences f_d/f_w n'est pas atteint, pour autant que les fréquences porteuses d'énergie du tremblement de terre ne soient pas dans une plage de fréquences pour lesquelles la compressibilité de l'eau affecte de manière significative les coefficients de masse hydro-dynamique.

Contact barrage-fondation

Un critère de stabilité global au glissement à la base peut être introduit de par la considération d'une loi de frottement selon *Coulomb.*

Comportement non linéaire inélastique

Il est reconnu que des fissures peuvent se produire lors de fortes sollicitations dynamiques, particulièrement au talon du barrage et à proximité de changements abrupts de géométrie. La considération précise de ces phénomènes exige l'application de modèles de calcul non linéaires inélastiques. Dans leur formulation la plus simple, ceux-ci sont de forme élasto-idéal plastique et sont basés sur un critère de fissuration du béton par dépassement d'une résistance spécifique. Le développement de tels modèles est cependant largement du domaine de la recherche ouverte du fait des nombreux problèmes qui y sont associés, que ce soit lors de l'établissement d'une loi constitutive adéquate ou de la modélisation spatiale et temporelle.

Effets tri-dimensionnels

Il est reconnu que les effets tri-dimensionnels peuvent avoir une influence non négligeable sur le comportement d'un barrage lors d'une excitation transversale asyn-

chrone d'un barrage pourvu de clés de cisaillement, lors d'une excitation longitudinale et éventuellement lorsque le barrage est construit dans une vallée étroite. Une modélisation tri-dimensionnelle par éléments finis de type solide est alors pensable, il y est cependant renoncé en pratique du fait de la taille du système d'équations à résoudre résultant d'une telle modélisation.

3.3 Recherche ouverte

Lois des matériaux

Un effort de recherche est mis sur la modélisation non linéaire inélastique dynamique du béton de masse et en particulier sur la modélisation de la fissuration. En général, il est admis qu'une fissure apparaît en un point dès que la contrainte principale en traction atteint la résistance du béton (selon résistance des matériaux). Dans les modèles de fissures réparties, la relation contrainte/déformation isotrope valable avant le début de la fissuration est alors remplacée par une relation orthotrope alignée sur la direction des fissures. Dans les modèles de fissures discrètes, la propagation de la fissure est suivie à l'aide d'un modèle constitutif basé sur la résistance des matériaux ou sur la mécanique de la rupture.

Dans un modèle constitutif basé sur la résistance des matériaux, une fissure se propage lorsque la contrainte ou la déformation à la pointe de la fissure dépasse une valeur de résistance. Un modèle constitutif basé sur la mécanique de la rupture utilise des concepts de dissipation d'énergie lors de la fracturation. Il est différencié entre la théorie de la rupture linéaire selon laquelle la distribution des contraintes à la pointe de la fissure et dans le corps du barrage est élastique (singularité à la pointe de la fissure) et la théorie de la rupture non linéaire selon laquelle la distribution des contraintes à proximité de la pointe de la fissure est inélastique.

En tous les cas de nombreux problèmes se doivent d'être considérés tels que la pénétration de l'eau dans les fissures et son influence sur la propagation des fissures, la modélisation du frottement le long des lèvres des fissures et la modélisation de l'impact ayant lieu lors de la fermeture de fissures. Les lois constitutives ainsi développées s'appliquent à un élément infinitésimal soumis à des contraintes/déformations dynamiques. Afin de pouvoir être utilisées dans un logiciel d'analyse par éléments finis, elles doivent être transformées en relations constitutives s'appliquant à un élément de grandeur finie. A cette fin, le comportement de tous les points à l'intérieur de l'élément doit être intégré. Ceci pose diverses difficultés, par exemple du fait qu'un nombre limité de points est en fait considéré dans un élément et que des fonctions d'interpolation/extrapolation sont introduites. Un effet négatif potentiel est la présence d'oscillations perturbatrices de hautes fréquences lors de l'ouverture ou de la fermeture d'une fissure dans un élément fini. Ces perturbations sont d'ordre numérique et peuvent conduire à des résultats d'analyse erronés. Un autre effet négatif possible est celui lié à la discrétisation spatiale qui n'est plus adéquate dès qu'une fissure apparaît. Ceci est illustré à la figure 7 où la partie à droite de la fissure (zone hachurée) est modélisée par une seule série d'éléments finis, ce qui ne permet pas de reproduire de façon adéquate le comportement dynamique de cette partie et par conséquent le développement de la fissure elle-même (la modélisation de cette zone était adéquate avant l'initiation de la fissure).

Les modèles de lois constitutives actuellement disponibles doivent être utilisés avec grande prudence car ils ne sont souvent pas validés selon les règles de l'art (par exemple reproduction numérique de tests de laboratoire). De plus, les modèles par éléments finis en résultant ne sont quelquefois pas objectifs, c'est-à-dire que le résultat de calcul obtenu dépend fortement de la discrétisation spatiale (résultats différents pour différents réseaux d'éléments finis).

Critères d'instabilité dynamique

Une fissure traversant le corps du barrage de l'amont à l'aval ne conduit pas nécessairement à une situation d'instabilité du fait de la nature dynamique des phénomènes en jeu (en particulier des forces d'inertie). Les logiciels d'analyse développés devront pouvoir traiter cette situation en évitant qu'elle ne conduise à une instabilité numérique. Des critères quant à l'appréciation de telles situations, y compris après le tremblement de terre, doivent encore être développés.

Fondation

Les caractéristiques du sous-sol influencent souvent le comportement d'un barrage de manière déterminante, le sous-sol représentant parfois lui-même le point critique du système structurel. Un grand effort de recherche en mécanique des roches est nécessaire afin de bien cerner les phénomènes en jeu lors de sollicitations dynamiques et obtenir des formulations de comportement du sous-sol consistantes avec celles utilisées lors de la modélisation du corps d'un barrage.

Méthodes numériques

L'apparition de super-ordinateurs à processeurs vectoriels et parallèles permet la solution plus rapide d'un plus grand nombre d'équations que cela n'était le cas jusqu'à présent. Il en résulte que certaines restrictions de modélisation liées à la taille des problèmes à résoudre, dont il devait être tenu compte dans le passé, ne sont plus actuelles. Les méthodes numériques permettant de prendre systématiquement avantage des possibilités offertes par les super-ordinateurs se doivent cependant d'être encore développées.

Domaines infinis et effets non linéaires

La considération de domaines infinis (réservoir et sous-sol) exige l'utilisation d'algorithmes travaillant dans le do-

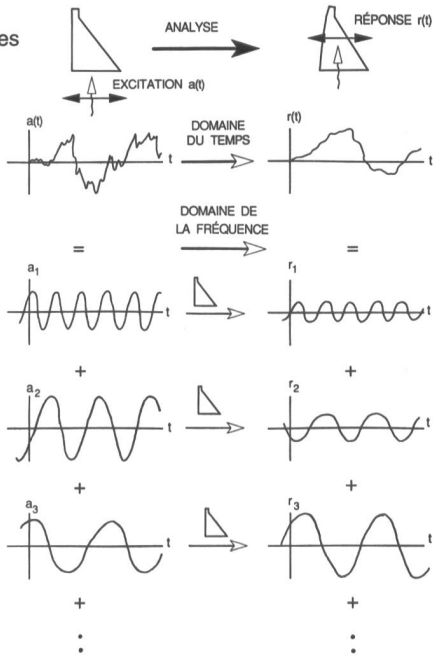

Figure 8. Principe des analyses dans les domaines du temps et de la fréquence.

Figure 9. Barrage de McKay (Californie).

maine de la fréquence du fait de la présence de coefficients dépendant de la fréquence (rigidité dynamique du sous-sol et masse hydro-dynamique de l'eau de la retenue). Par ailleurs, la modélisation de phénomènes non linéaires inélastiques exige le suivi progressif dans le temps du comportement du barrage (analyse dans le domaine du temps). Des problèmes analytiques importants se posent dès qu'il est nécessaire de considérer simultanément les deux phénomènes du fait de l'incompatibilité apparente entre types d'analyse adéquats pour la considération des phénomènes individuels. Trois approches sur lesquelles il est travaillé en recherche peuvent cependant être appliquées dans de telles situations: (1) analyse par éléments de contour dans le domaine du temps; (2) utilisation de coefficients d'interaction dynamique impulsifs (soit directement soit par analogie avec des systèmes discrets); et (3) utilisation de la méthode d'analyse hybride fréquence-temps (développée par l'auteur).

Effets tri-dimensionnels

Similaire à section 2.3.

Cavitation

De par son apparition supposée localisée et de durée limitée, l'influence de la cavitation sur le comportement d'un barrage n'a pas reçu d'attention très étendue jusqu'à présent.

Propagation des ondes

Similaire à section 2.3.

3.4 Domaines du temps et de la fréquence

Il est courant de spécifier l'action d'un tremblement de terre à travers celle d'un accélérogramme tel que représenté schématiquement par *a(t)* dans la figure 8. La réponse *r(t)* du barrage est alors obtenue par le calcul en suivant l'action du tremblement de terre pas à pas. Cette méthode est celle d'une analyse dans le *domaine du temps.*

Une autre méthode consiste à exprimer le tremblement de terre par la superposition d'un grand nombre d'excitations harmoniques de différentes fréquences. Le comportement du barrage est alors établi pour chaque fréquence d'excitation, les résultats individuels étant ensuite combinés pour obtenir le comportement total du barrage. Cette approche est celle d'une analyse dans le *domaine de la fréquence.* Le résultat final est identique à celui obtenu par une analyse dans le domaine du temps (figure 8).

L'avantage d'une analyse dans le domaine de la fréquence réside dans le fait que la réponse d'une structure linéaire visco-élastique à une excitation harmonique est également harmonique et de même fréquence (seules l'amplitude et la phase sont différentes). Ceci permet de considérer de manière directe dans le calcul des coefficients dont les valeurs dépendent de la fréquence (rigidité dynamique ou masse hydro-dynamique). La méthode d'analyse dans le domaine de la fréquence est basée sur le principe de superposition et est, de ce fait, applicable uniquement aux systèmes linéaires visco-élastiques et non aux systèmes non linéaires inélastiques.

4. Barrages-voûtes

Des discrétisations développées lors de l'analyse du barrage de McKay, Californie (figure 9) serviront d'illustration à divers points de ce chapitre (figures 10 à 13).

4.1 Pratique établie

Barrage

La géométrie tri-dimensionnelle d'un barrage-voûte est modélisée par des éléments finis de type coque (mince ou épaisse) ou de type solide (de 1 à 3 éléments sur l'épaisseur), figure 10. Dans le premier cas, il est pris avantage du fait que l'état des contraintes dans le corps du barrage est essentiellement bi-dimensionnel, les contraintes perpendiculaires à l'épaisseur du barrage étant pratiquement nulles. Le réseau d'éléments finis est rectangulaire avec côtés verticaux et horizontaux (à l'exception du long des appuis). Cette configuration est reprise de celle utilisée pour l'analyse statique dans laquelle il est nécessaire de considérer l'effet du poids propre agissant sur des consoles indépendantes les unes des autres avant l'injection des joints verticaux. L'analyse est linéaire visco-élastique, identique à celle des barrages-poids.

Une attention particulière est portée à la forme des éléments utilisés lors de la modélisation (éléments non distordus et dont le rapport des longueurs des côtés est proche de l'unité). Dans l'exemple de la figure 11, les éléments hachurés livrent des résultats non représentatifs du comportement réel de l'ouvrage du fait de leur forme.

Lorsque le corps du barrage est modélisé par des éléments de coque (5 degrés de liberté par nœud), il est nécessaire d'introduire des éléments de transition le long des appuis afin de pouvoir connecter le réseau du corps du barrage à celui de la roche formé d'éléments de type solide (avec 6 degrés de liberté correspondants).

Sous-sol

Le sous-sol rocheux est modélisé par des éléments finis de type solide à caractéristique linéaire élastique. La dimension du domaine modélisé dépend du rapport du module d'élasticité représentatif de la roche E_f à celui correspondant du béton de barrage E_c. Se référant à la figure 12, R_f qui représente la distance à l'extérieur du domaine modélisé doit satisfaire: $R_f \geq H$ pour $E_f/E_c=1$, $R_f \geq 1{,}5H$ pour $E_f/E_c=0{,}5$ et $R_f \geq 2$ pour $E_f/E_c=0{,}25$, étant admis que le domaine rocheux est fixé le long de son contour ex-

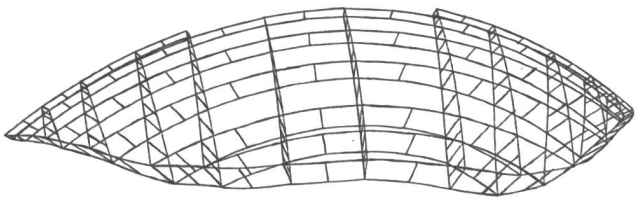

Figure 10. Modélisation du corps d'un barrage-voûte par éléments finis de type coque.

térieur (H est la hauteur maximale du barrage). Ces valeurs de R_f ont été obtenues d'études paramétriques qui montrent qu'une augmentation de R_f au-delà des valeurs indiquées ne modifie que de manière marginale les caractéristiques modales calculées du barrage. Les mêmes valeurs de R_f s'appliquent également à l'analyse statique, les déformations sous charge hydrostatique étant calculées de manière satisfaisante lorsque ces valeurs sont utilisées (pas de changement des déformations calculées lors de l'augmentation de l'étendue du domaine rocheux modélisé).

Seule la fléxibilité du massif rocheux est considérée dans le calcul, l'inertie et la dissipation d'énergie n'étant pas introduits. L'introduction de l'inertie et de la dissipation d'énergie dans le modèle du sous-sol aurait pour conséquence que des ondes resteraient emprisonnées à l'intérieur de la région modélisée, ce qui n'est en réalité pas le cas (transfert de ces ondes vers l'extérieur de la région modélisée). L'impossibilité actuelle de modéliser de manière relativement simple l'effet de radiation d'énergie le long du contour extérieur (transfert d'ondes dans la région s'étendant à l'infini) conduit à la considération de la flexibilité uniquement.

Réservoir

L'influence du réservoir sur le comportement dynamique d'un barrage-voûte est considérée de manière identique à la manière dont elle est considérée dans le calcul des barrages-poids (voir section 3.1). La formulation analytique pour un fluide incompressible selon *Westergaard* est dans ce cas adaptée à la double courbure du parement amont du barrage.

Excitation

L'action du tremblement de terre est introduite de manière uniforme aux appuis de la région rocheuse modélisée. Elle est généralement définie pour les trois composantes d'excitation (amont-aval, à-travers-vallée et verticale) sous la forme d'accélérogrammes statistiquement indépendants les uns des autres et compatibles avec un spectre de réponse de dimensionnement. Du fait de l'uniformité de l'excitation et de la considération de la flexibilité de la roche uniquement, l'excitation est transmise de manière instantanée, uniforme et non modifiée le long de la surface de contact barrage/roche. A cette excitation le long de l'interface se superpose la réponse dynamique du barrage.

Intégration temporelle

Similaire à section 3.1.

Stabilité globale

Similairement à ce qui est fait pour l'évaluation de la stabilité des barrages-poids, les contraintes dynamiques sont combinées aux contraintes statiques et comparées à des contraintes de résistance dynamique. La stabilité globale de l'ouvrage est également évaluée de manière empirique lorsque les contraintes de résistance sont dépassées, interprétant de manière appropriée les contraintes obtenues, leur répartition spatiale et leur durée d'action. En règle générale, des contraintes de traction ont tendance à se développer dans la direction des arcs dans la partie centrale supérieure du barrage, dans la direction verticale au pied du barrage et le long des appuis. La stabilité globale peut également être affectée de manière prépondérante par le comportement du sous-sol rocheux.

Modes de vibration

La détermination des modes de vibration et des fréquences propres est également une étape essentielle de l'analyse des barrages-voûtes, pour les raisons indiquées à la section 3.1. Pour les barrages de forme essentiellement symétrique par rapport à un axe vertical central, les formes modales sont classées en fonction de la forme de leur déformation et de la valeur de leur facteur de participation en modes symétriques, anti-symétriques et verticaux.

Limitations majeures

L'approche d'analyse décrite ci-dessus est associée aux limitations majeures suivantes:

1. Aucuns effets non linéaires ne sont considérés directement et les résultats d'analyse ainsi obtenus ne s'appliquent qu'à des cas où le comportement du barrage est essentiellement linéaire (pas ou peu de fissures ou de déformations irréversibles);
2. L'interaction sol-structure n'est considérée que de manière approximative, tant au niveau des effets d'inertie et de dissipation d'énergie dans le rocher qu'au niveau de l'introduction de l'excitation sismique (voir section 4.2).
3. La masse d'eau incompressible attachée au barrage est obtenue sous la supposition que le mouvement du parement amont est uniforme (direction amont-aval), d'où les limitations formulées à la section 3.1 (considérant de plus la présence d'une excitation à-travers-vallée).

4.2 Recherche consolidée

Interaction réservoir-barrage

Le réservoir affecte le comportement d'un barrage-voûte de la même manière que celui d'un barrage-poids (section 3.2). La fréquence propre du barrage-voûte à comparer à celle du réservoir est celle de la première forme modale symétrique (et non pas de la première forme modale anti-symétrique). Les techniques d'analyse dans le domaine de la fréquence permettent de considérer de manière directe la compressibilité de l'eau, la dissipation d'énergie au fond de la retenue et l'étendue quasi infinie de la retenue dans la direction amont. Dans l'analyse, il est généralement introduit une région de dimension finie

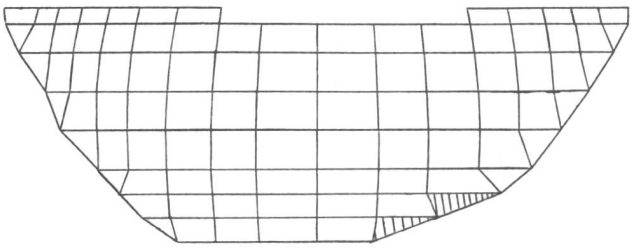

Figure 11. Discrétisation spatiale inadéquate d'un barrage-voûte (éléments hachurés).

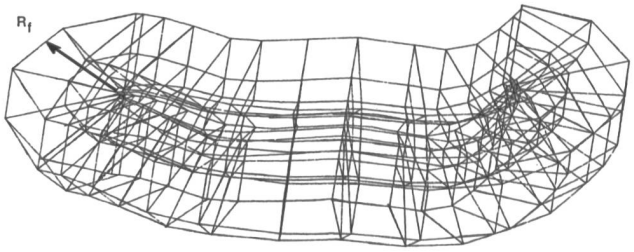

Figure 12. Modélisation de la fondation d'un barrage-voûte par éléments finis.

adaptée à la géométrie du parement amont du barrage et à la topographie (zone rapprochée, figure 13) à laquelle est couplée une région prismatique d'étendue infinie dans la direction amont.

Fissures

Il est reconnu que des fissures peuvent se produire lors de fortes sollicitations, particulièrement le long des appuis, dans la direction horizontale au pied du barrage et dans la direction verticale (perpendiculaire à la direction des arcs) près du couronnement. Il est également reconnu que les joints de bétonnage et d'injection représentent des zones offrant potentiellement moins de résistance locale que la masse du béton. Aucun modèle général validé n'est cependant disponible pour traiter ces aspects.

Interaction sol-structure

De par la nature tri-dimensionnelle du système structurel barrage/sous-sol, différents aspects de l'interaction sol-structure peuvent contribuer de manière non négligeable à la réponse dynamique d'un barrage-voûte. Tout d'abord, la topographie de la vallée et les propriétés inertiales et de dissipation d'énergie de la roche font que l'excitation du tremblement de terre n'est pas uniforme, et ceci même en l'absence d'un barrage *(effets de vallée,* figure 14a). Ensuite, admettant que le barrage ne possède aucune masse (flexibilité uniquement), le mouvement le long des appuis du barrage est affecté par la résistance statique qu'offre le barrage à une déformation le long de ses appuis *(interaction cinématique,* figure 14b). L'effet de vallée et l'interaction cinématique sont d'autant plus prononcés que les longueurs d'ondes significatives de l'excitation sont faibles par rapport à une dimension caractéristique du site et du barrage. Finalement, le déplacement le long des appuis obtenu en considérant l'effet de vallée et l'interaction cinématique est modifié de par la réponse inertiale *(interaction inertiale* engendrée par la réponse dynamique, figure 14c). Tous les éléments cités ci-dessus sont considérés de manière approximative ou pas du tout dans les méthodes d'analyse établies du fait que seule la flexibilité du sous-sol est introduite dans le calcul et que l'excitation est introduite de manière uniforme le long des appuis du domaine rocheux modélisé.

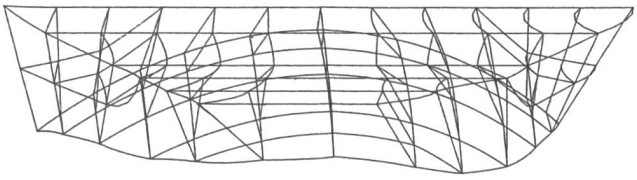

Figure 13. Modélisation de la partie rapprochée d'un réservoir par éléments finis.

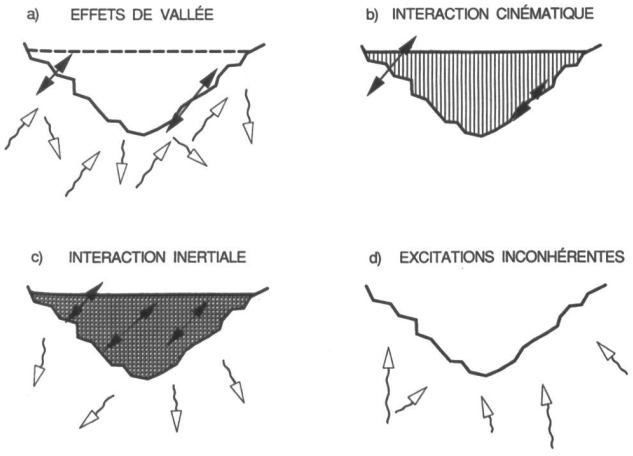

Figure 14. Interaction sol-structure pour barrages-voûtes. a) Effets de vallée, b) interaction cinématique, c) interaction inertiale, d) excitations incohérentes.

Stabilité du sous-sol rocheux

Une première approche de l'évaluation de la stabilité du sous-sol rocheux est possible en effectuant une analyse en deux étapes. Dans une première étape, le sous-sol est modélisé de manière relativement grossière et un calcul dynamique est effectué tel que décrit dans la section 4.1. Les forces d'appuis du barrage en résultant sont alors reprises et, dans une deuxième étape, introduites comme charges extérieures appliquées au sous-sol rocheux modélisé par un réseau d'éléments finis détaillé.

4.3 Recherche ouverte

Modélisation non linéaire inélastique dynamique du béton

Les modèles constitutifs du béton qui sont développés sont identiques à ceux décrits à la section 3.3, y ajoutant des adaptations afin de modéliser le comportement des joints de bétonnage et d'injection.

Critères d'instabilité dynamique

Similaire à section 3.3.

Fondation

Les aspects décrits à la section 3.3 restent valables, compliqués du fait de la nature tri-dimensionnelle du problème.

Méthodes numériques

Similaire à section 3.3.

Domaine infini et effets non linéaires

Similaire à section 3.3, la matrice de rigidité dynamique du sol entrant dans la formulation étant cependant plus difficile à obtenir que pour le cas bi-dimensionnel applicable aux barrages-poids.

Interaction sol-structure

Les aspects décrits à la section 4.2 sont actuellement étudiés, l'accent étant porté sur la modélisation du sous-sol rocheux considéré être homogène, linéaire visco-élastique et d'étendue infinie. En particulier, des moyens analytiques permettant d'évaluer et de considérer dans l'analyse structurelle les coefficients de rigidité dynamique sont recherchés, soit par une approche basée sur éléments de contour ou soit par utilisation de bords absorbants («absorbing boundaries») placés le long de l'extérieur du domaine rocheux modélisé par éléments finis.

Excitations incohérentes

L'excitation sismique est en fait composée de différents trains d'ondes provenant de directions différentes (ondes de surface et ondes volumétriques à différents angles d'incidence) arrivant de manières incohérentes (figure 14d). Seules des études préliminaires ont été effectuées jusqu'à présent sur ce sujet en relation avec l'analyse de barrages.

Cavitation

Similaire à section 3.3.

5. Remarques finales

Principes de base

La complexité de l'évaluation du comportement d'un barrage en cas de tremblements de terre rend nécessaire l'utilisation de modèles mathématiques et numériques sophistiqués. Afin de pouvoir dominer l'analyse qu'il effectue et ainsi pouvoir répondre de manière fiable et responsable aux questions posées, l'analyste se doit de ne pas compliquer la modélisation de manière inutile tout en évitant de délaisser ou de modéliser de manière trop primitive des éléments importants. Il est de ce fait approprié d'effectuer des analyses préliminaires simples permettant d'évaluer l'importance des effets individuels, ceci avant de s'embarquer dans des calculs plus sophistiqués. L'analyste se doit également de comprendre les avantages et limitations des méthodes d'analyse à disposition. Il faut finalement reconnaître que les aspects physiques et d'ingénieurs sont primordiaux dans toute analyse.

Vérifications

Il convient de constamment vérifier la plausibilité et l'exactitude des résultats obtenus. Il est de ce fait nécessaire d'effectuer des analyses de comparaison (une analyse linéaire avant une analyse non linéaire, une analyse avec un nombre très limité de degrés de liberté généralisés, une analyse selon la méthode du spectre de réponse, ...), d'obtenir et d'analyser les résultats intermédiaires et partiels (formes modales, fréquences propres, résultats pour les composantes d'excitation individuelles...) et d'effectuer des comparaisons avec des résultats connus de l'analyste de par des études préalables ou publiées dans la littérature spécialisée.

Equilibre statique

La charge du tremblement de terre s'additionne aux charges statiques telles que poids propre, pression hydrostatique, pressions interstitielles/sous-pressions, effets de températures, pressions des sédiments, effets différés, contraintes résiduelles dues aux injections, mouvements différentiels des appuis... Il est important que la modélisation conduisant à l'établissement de l'état d'équilibre statique soit consistente et compatible avec celle de l'analyse dynamique. Une analyse dynamique sophistiquée est en effet inutile si l'état d'équilibre statique n'est pas adéquatement établi au préalable.

Il faut également que la modélisation soit adaptée à la réalité physique (topographie, géométrie, charges, matériaux) et non les problèmes au logiciel disponible. Ceci implique souvent l'utilisation de plusieurs modèles de calcul dans la même analyse.

Autres aspects

Un aspect non traité dans cet article est celui du tremblement de terre de dimensionnement. La variation temporelle de l'excitation, son contenu fréquentiel, la durée d'excitation forte et l'accélération maximale sont pourtant autant de facteurs qui affectent de manière essentielle le comportement dynamique d'un barrage.

Aucune mention n'a également été faite ici des méthodes d'analyses stochastiques. Celles-ci sont cependant conceptuellement très attractives du fait du caractère aléatoire de la charge sismique. Applicables sans grandes difficultés aux analyses linéaires, elles le sont moins aux analyses non linéaires qui sont au centre des préoccupations de modélisation actuelles de la communauté des grands barrages, avec les problèmes d'interaction.

Besoins d'observations

L'obtention d'une meilleure compréhension du comportement dynamique des barrages nécessite non seulement le développement des instruments d'analyse que sont les modèles de calcul, mais également l'acquisition et l'interprétation d'observations permettant aux chercheurs de mieux comprendre les phénomènes impliqués et d'étalonner les modèles analytiques et numériques développés. Une instrumentation sismique détaillée des barrages et des essais dynamiques par excitations forcées sont de ce fait nécessaires pour couvrir ces besoins d'observations, complétés par des essais de matériaux en laboratoire et éventuellement in situ.

Expériences de comportement

Aucun barrage convenablement conçu et construit n'a subit de dégâts importants lors de tremblements de terre. Cette constatation doit cependant être mise à la lumière du fait qu'aucun barrage n'a été soumis au tremblement de terre extrême pour lequel il a été conçu et aucune conclusion de quant à la sécurité absolue des barrages en cas de tremblements de terre ne peut de ce fait être tirée de cette constatation. Par exemple, le fait qu'un barrage conçu pour un tremblement de terre extrême de magnitude 8 ait résisté de manière satisfaisante à un tremblement de terre de magnitude 7 ne signifie pas qu'un barrage similaire conçu pour un tremblement de terre extrême de magnitude 7 va également résister de manière satisfaisante à un tremblement de terre de magnitude 7. Aucune complaisance n'est donc de mise et il est essentiel de poursuivre la recherche d'une appréciation critique de l'effet des tremblements de terre sur le comportement des barrages.

Manuscrit élargi d'un exposé tenu dans le cadre des journées d'étude du groupe de travail pour l'observation des barrages du Comité national suisse des grands barrages, Vulpera 1992.

Les opinions exprimées dans cet article sont celles de l'auteur. Elles ne représentent pas nécessairement celles de l'Office fédéral de l'économie des eaux ni celles du Comité national suisse des grands barrages.

Adresse de l'auteur: *Georges R. Darbre,* Office fédéral de l'économie des eaux, CH-3001 Berne.