

Sécurité des barrages face aux séismes

Autor(en): **Lafitte, Raymond**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Wasser Energie Luft = Eau énergie air = Acqua energia aria**

Band (Jahr): **78 (1986)**

Heft 10

PDF erstellt am: **12.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-940876>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Sécurité des barrages face aux séismes

Raymond Lafitte

Résumé

Si les tremblements de terre sont la cause de très grandes calamités pour l'humanité, par la destruction de bâtiments et d'infrastructures de régions entières, les barrages n'apparaissent que partiellement affectés par ces phénomènes. En effet, on a recensé dans le monde seulement 5 barrages en béton ayant subi des désordres (modérés); 12 barrages en remblai se sont rompus totalement et une quarantaine d'autres ont eu des ruptures partielles. Certes, tous les barrages existants ne sont pas situés dans des zones à forte sismicité, ou n'ont pas eu à supporter l'épreuve d'importantes secousses. On peut aussi penser que la capacité de résistance aux séismes des ouvrages, souvent conçus en ne recourant qu'à des méthodes de calcul sommaires mais pourvus de dispositions constructives adéquates, est largement suffisante.

Depuis une quinzaine d'années, des progrès importants ont été réalisés, grâce aux ordinateurs, dans l'analyse du comportement dynamique des barrages. De nombreuses recherches restent cependant à faire afin d'être en mesure de mieux cerner la réalité des phénomènes. Outre la définition encore trop imprécise des sollicitations sismiques locales et des caractéristiques dynamiques des matériaux à prendre en compte dans les calculs, ce sont les modèles mathématiques qui sont insuffisants pour déterminer de façon rigoureuse la sécurité des ouvrages.

Afin de progresser quelque peu, des recherches sont entreprises à l'EPFL, dans deux directions.

Pour les barrages en remblai, les méthodes de calcul usuelles présentent le désavantage de traiter successivement et de façon indépendante la détermination des contraintes (et déformations) de l'ouvrage et l'évolution des pressions interstitielles. Abandonnant cette méthode artificielle, un modèle mathématique a été développé en considérant le sol comme un milieu saturé à deux phases dont la partie solide a un comportement élasto-plastique. Ainsi, les différents comportements du sol sous sollicitation sismique peuvent être simulés directement avec cohérence: consolidation, instabilité, déformation plastique et liquéfaction.

Pour les barrages en béton, il est nécessaire de disposer d'un modèle mathématique simulant la formation et la propagation des fissures dans un béton non armé soumis à des charges dynamiques. Le recours à la théorie de la mécanique linéaire élastique des fractures est admissible en raison de la grande dimension de la structure, en regard de la zone perturbée au front de la fissure. Le modèle développé traite la fissuration de façon répartie (sans chercher à représenter la géométrie des fissures). Mais en introduisant un critère local de fracturation du béton, il est possible de déterminer la trajectoire des fissures de façon progressive dans le réseau d'éléments finis. Cette méthode très prometteuse nécessite l'amélioration des connaissances des paramètres expérimentaux caractérisant la fissuration du béton, principalement sa ténacité à la fracturation.

Zusammenfassung: Erdbebensicherheit von Talsperren

Obwohl Erdbeben durch die Zerstörung von Gebäuden und der Infrastruktur ganzer Regionen die Ursache von grössten Katastrophen sind, scheinen Talsperren davon nur teilweise betroffen zu sein. Tatsächlich wurden in der ganzen Welt nur 5 Talsperren aus Beton gezählt, die (mässige) Schäden erlitten haben; 12 Erddämme sind vollständig und etwa 40 andere teilweise zerstört worden. Natürlich befinden sich nicht alle bestehenden Talsperren in Gebieten starker Erdbebenintensität, oder sie wurden bisher von starken Erdstössen verschont. Man kann auch der Ansicht sein, dass der Erdbebenwiderstand dieser Bauwerke, die zwar oft nur unter Verwendung summarischer Berechnungsmethoden, jedoch unter Beachtung geeigneter konstruktiver Regeln entworfen wurden, bei weitem den Anforderungen genügt.

Seit etwa 15 Jahren wurden durch die Verwendung von Computern in der Analyse des dynamischen Verhaltens von Talsperren bedeutende Fortschritte erzielt. Trotzdem sind noch zahlreiche Forschungen notwendig, um die auftretenden Vorgänge realistisch erfassen zu können. Neben der noch zu ungenauen Definition der örtlichen seismischen Beanspruchungen und der in die Berechnung einzuführenden dynamischen Materialkennwerte sind es die mathematischen Modelle, die für eine strenge Ermittlung der Bauwerkssicherheit nicht ausreichen.

Als Beitrag zur Verbesserung des Kenntnisstandes auf diesem Gebiet werden an der ETH Lausanne Forschungen in zwei Richtungen unternommen.

Bei Schüttdämmen haben die üblichen Berechnungsmethoden den Nachteil, dass die Ermittlung der im Bauwerk vorhandenen Spannungen (und Verformungen) und des Verlaufs des Porenwasserdruckes nacheinander und unabhängig voneinander erfolgt. Diese eher künstliche Betrachtungsweise wurde verlassen und durch ein mathematisches Modell ersetzt, bei dem der Boden als aus zwei Phasen bestehendes wassergesättigtes Medium betrachtet wird, dessen fester Teil sich elastisch-plastisch verhält. Dadurch können die folgenden Formen des Festigkeitsverhaltens des Bodens unter seismischen Beanspruchungen direkt und in logischer Zuordnung untereinander modelliert werden: Konsolidierung, Instabilität, plastische Verformung, Verflüssigung.

Für Talsperren aus Beton ist ein mathematisches Modell erforderlich, das die Bildung und die Ausbreitung von Rissen unter dynamischen Belastungen in unbewehrtem Beton simuliert. Die Verwendung der Theorie der linear-elastischen Bruchmechanik ist dabei infolge der grossen Abmessungen des Tragwertes im Verhältnis zu dem gestörten Bereich der Rissfront zulässig. Das dafür entwickelte Modell behandelt die Rissbildung in verschmierter Form, d.h. ohne die Darstellung der Rissgeometrie. Durch die Einführung eines örtlichen Risskriteriums für den Beton ist es jedoch möglich, den fortschreitenden Rissverlauf innerhalb der finiten Elemente zu bestimmen. Dieses vielversprechende Verfahren erfordert eine verbesserte Kenntnis der aus Versuchen ermittelten Rissparameter des Betons, hauptsächlich seiner Zähigkeit im Bruchzustand.

Summary: Safety of dams with respect to earthquakes

Earthquakes are the origin of very big calamities for mankind, because of the destruction of buildings and infrastructures in extended regions. Dams appear to have been only partially concerned by these phenomena. Indeed, only 5 concrete dams in the world have been recorded to have undergone disasters (moderate); 12 embankment dams have undergone total failure and about forty others have had partial failures.

Certainly, all existing dams are not located in high seismicity zones or have not been submitted to the proof of important shocks. One can also consider that the capacity of resistance of the works to earthquakes, often designed by means of simple methods of calculation but provided with adequate construction measures, is quite sufficient.

Since about 15 years, important progress has been achieved, thanks to the computers, in the analysis of the dynamic behaviour of dams. Numerous researches remain to be done in order to reflect better the reality of the phenomena. In addition to the still too unaccurate definition of the local seismic conditions and the dynamic characteristics of materials to be taken into consideration in the calculation, the mathematical models also are insufficient to determine rigorously the safety of the works.

In order to make some progress, research works have been undertaken at EPFL along two directions.

For embankment dams, the usual methods of calculation have the drawback of treating successively and independently the determination of stresses (and strains) of the work and the evolution of the pore pressures. Leaving this artificial method, a mathematical model has been developed which considers the soil as a two-phase saturated medium with a solid part with an elastoplastic behaviour. In this way, the different behaviours of the soil under dynamic stresses can be simulated directly and consistently: consolidation, instability, plastic deformation and liquefaction.

For the concrete dams, it is necessary to have a mathematical model that simulates the build-up and the propagation of cracks in non-reinforced concrete submitted to dynamic loads. The use of the theory of linear elastic mechanics of cracks is acceptable because of the large dimension of the structure as compared with the region disturbed at the crack tip. The model developed considers smeared cracking (without attempt to represent the geometry of the cracking). By introducing a local criterion of concrete cracking, it is possible to determine progressively the trajectories of the cracks in the finite element mesh. This very promising method requires the improvement of the knowledge of the experimental parameters representing the cracking of concrete, mainly its fracture toughness.

1. Introduction

Les tremblements de terre sont la cause de grands désastres dans le monde, par la destruction de bâtiments et d'infrastructures de régions entières entraînant de très nombreuses pertes de vies humaines. Cependant, les barrages, qui présentent un «risque potentiel» important en raison des volumes d'eau considérables accumulés, n'apparaissent que partiellement affectés par ces phénomènes. Selon le Registre mondial des grands barrages [0], 16 000 ouvrages – de plus de 15 m de hauteur – ont été construits dans le monde depuis le début du siècle (non compris ceux réalisés en Chine, au nombre de 19 000, qui n'ont été dénombrés

que récemment). On a recensé [1] seulement 5 barrages en béton ayant subi des désordres (modérés); 12 barrages en remblai se sont rompus totalement et une quarantaine d'autres ont eu des ruptures partielles [2]. Certes, tous les barrages ne sont pas situés dans des zones à forte sismicité, ou n'ont pas eu à subir l'épreuve d'importantes secousses. On peut aussi penser que la capacité de résistance des barrages face aux séismes est suffisante car, bien qu'ils aient été souvent conçus en ne recourant qu'à des méthodes de calcul sommaires, ils sont pourvus de dispositions constructives adéquates.

Avant de poursuivre, précisons que les problèmes jugés actuellement les plus importants dans la conception des barrages, mis en évidence par l'analyse systématique des détériorations et ruptures de ces ouvrages [3], sont non pas les effets des séismes, mais:

- la protection contre les *crues exceptionnelles*
- les phénomènes d'*érosion interne* ou de *fracturation hydraulique* du corps du barrage ou de sa fondation
- l'instabilité des berges de la retenue, son envasement ou l'*érosion à l'aval*.

Il n'en reste pas moins que l'étude du comportement d'un barrage sollicité par un séisme est un problème très difficile; il a donné lieu depuis 20 ans à d'abondantes recherches, favorisées par des moyens de calcul puissants que procure l'ordinateur. La difficulté apparaît tout d'abord dans la *définition de la sollicitation sismique* pour un site donné. Elle résulte aussi du comportement complexe de l'ouvrage et des matériaux qui le constituent, soit:

- comportement *tridimensionnel* du barrage
- interaction *sol-structure* et *structure-eau*
- matériaux à *deux phases*: solide-eau
- comportement *non linéaire* des matériaux, sous charge *dynamique*
- *résistance dynamique* des matériaux.

Dans ce qui suit, après avoir examiné des exemples de détérioration de barrages sous l'effet d'un séisme, nous formulerons des remarques sur la conception et les calculs parasismiques des barrages en montrant les limites de ces derniers et l'orientation des recherches.

2. Dommages subis par des barrages

Les exemples que nous donnons ci-après sont caractéristiques des plus importantes détériorations survenues à trois types principaux de barrages.

2.1 Barrage-poids de Koyna en Inde [4]

Achévé de construire en 1962, le barrage de Koyna est situé à 230 km au sud-est de Bombay.

Sa hauteur est de 103 m et sa longueur de 854 m. Le parement amont est vertical et le parement aval des plots non déversants a un fruit de 0,15 dans les 37 m supérieurs et de 0,725 au-dessous (figure 1).

Le tremblement de terre du 11 décembre 1967, de magnitude 6,5 à 7, fit 180 morts et 2200 blessés, sans entraîner de dommages irrémédiables au barrage. Les accélérations au sol sur le site ont été de 0,63 g parallèlement au couronnement, 0,49 g perpendiculairement et 0,34 g verticalement.

Les dégâts survenus sont classés en trois catégories:

a)

A la partie supérieure du barrage, des ouvrages en maçonnerie et le pont sur l'évacuateur de crues ont subi d'importants dégâts résultant d'un violent déplacement du couronnement. Il se pourrait que l'accélération, là où le barrage est

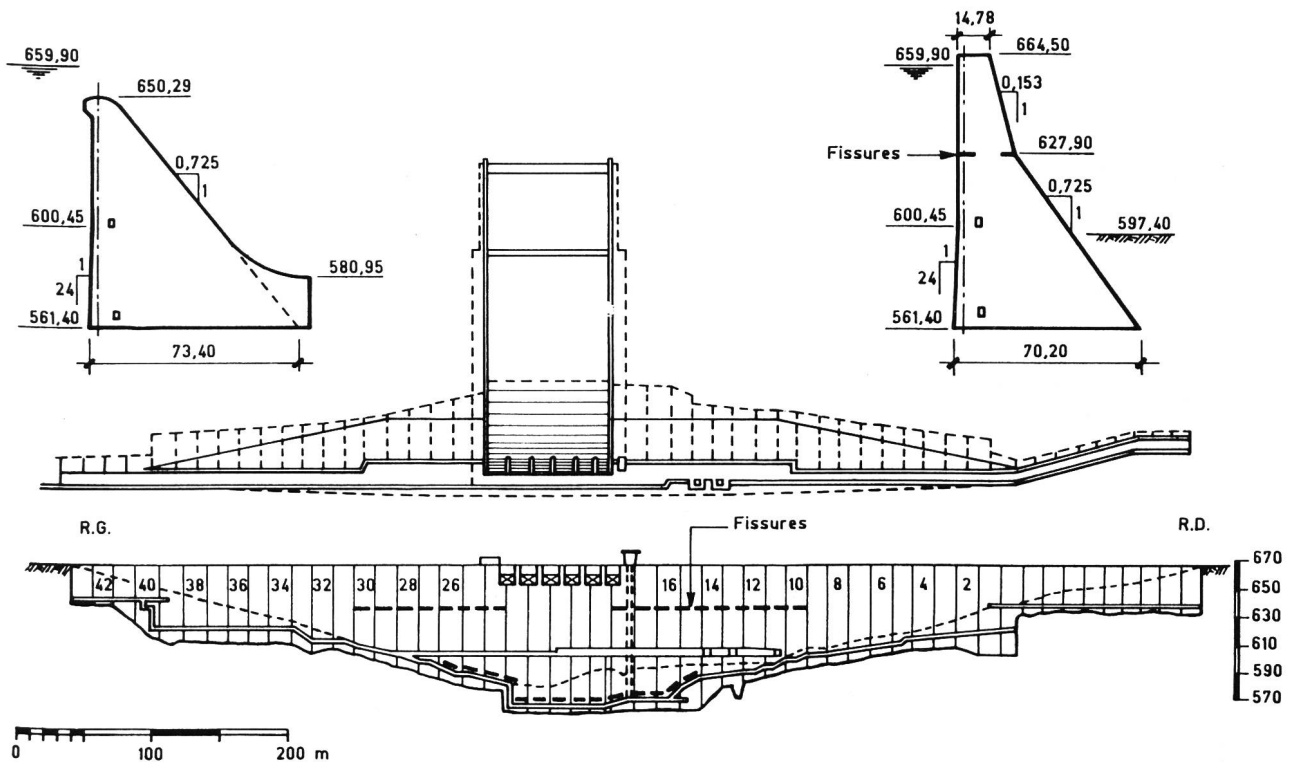


Figure 1. Barrage de Koyna, séisme de 1967. Plot déversant. Plot latéral. Vue en plan et élévation amont.

le plus haut, ait été supérieure à 0,7 g. Les vannes de l'évacuateur semblent n'avoir subi aucun dégât et ont pu fonctionner normalement.

b)

Des fissures horizontales ont été relevées sur le parement aval du barrage à la cote 628 entre les plots 13 à 18 et 25 à 30. Des fuites d'eau sont apparues à travers ces fissures pour certains plots; en outre, les fuites à travers les joints verticaux entre les plots 18 à 19 et 26 à 27 ont augmenté.

Des fissures horizontales ont aussi été relevées sur le parement amont, immergé, plus particulièrement à la cote 628, dans les plots 10 à 18 et 24 à 30.

Quelques fissures horizontales pourraient s'être produites à la cote 600,5 entre le parement amont et la galerie, dans les plots 19 et 21. De même, des fissures ont été relevées dans la galerie au pied amont, dans les plots 15 à 26. Les fuites pompées dans le puisard de cette galerie, qui étaient de 273 l/min, ont doublé immédiatement après le séisme.

c)

Le béton s'est épaupré en plusieurs endroits le long des joints verticaux. Le violent mouvement relatif des plots, transversal et longitudinal, pourrait avoir rompu l'étanchéité en métal de certains joints, à l'amont.

Les dégâts ont été réparés par injection des fissures, précontrainte des plots et construction de contreforts sur le parement aval.

2.2 Barrage-voûte de Pacoïma aux USA [5]

L'ouvrage est situé à 8 km nord-est de San Fernando en Californie; il a été achevé de construire en 1929. Il s'agit d'une voûte de 114 m de hauteur et de 180 m de longueur de crête; son épaisseur est de 30 m à la base et 3 m au couronnement (figures 2 et 3). La vallée au droit du site est très encaissée et creusée dans des diorites. Deux systèmes de joints ou fractures découpent fortement la roche en blocs

de petites dimensions (n'excédant pas 1,20 m). En rive droite, les joints plongent dans le flanc, ne créant pas d'instabilité; par contre, en rive gauche, le système principal des fractures est vertical et un système secondaire plonge vers la vallée. Des injections de consolidation ont été effectuées dans cet appui lors de la construction.

Le séisme de San Fernando du 9 février 1971 a eu son épicentre à environ 6 km du barrage. Sa magnitude était de 6,6. C'est l'un des plus forts tremblements de terre jamais mesuré dans la région de Los Angeles, à proximité de cette ville de 8 millions d'habitants.

Soixante-trois personnes ont perdu la vie et de nombreux bâtiments et ouvrages d'art autoroutiers ont subi de sévères dommages. Deux barrages en terre, Lower et Upper San Fernando, ont été très fortement atteints.

Au moment où le séisme s'est produit, le plan d'eau dans la retenue du barrage se trouvait abaissé de 45 m au-dessous du couronnement.

L'accélération maximale au niveau de la fondation a été estimée à 0,6 à 0,8 g. Le séismographe installé 40 m rive gau-

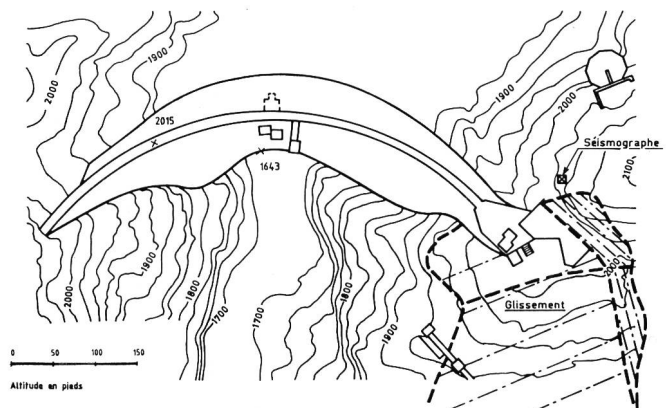


Figure 2. Barrage de Pacoïma, séisme de 1971. Plan d'ensemble.

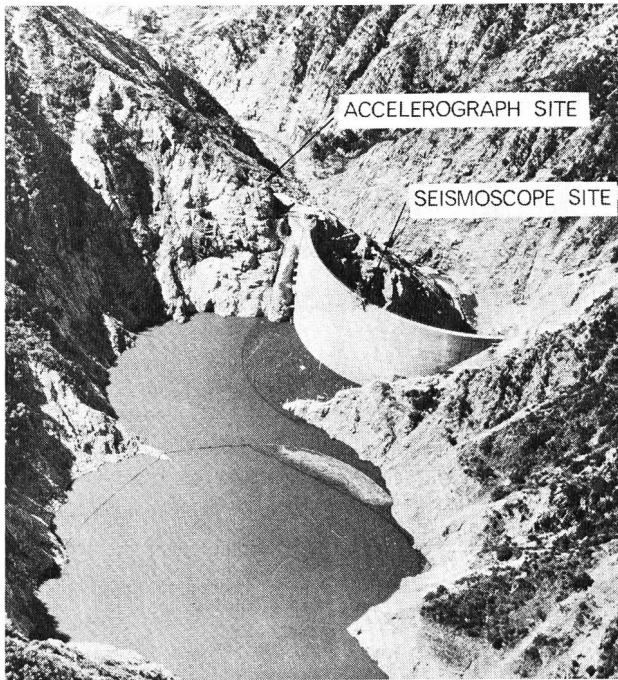


Figure 3. Barrage de Pacoïma (tiré de doc. Caltec).

che, 15 m au-dessus de la crête du barrage a mesuré une pointe de 1,25 g dans les deux composantes horizontales et de 0,7 g verticalement. Il est très probable que l'appareil a enregistré, en raison de son emplacement, des phénomènes d'amplification dus à la topographie et à la géologie (figure 4).

Les mesures topographiques ont montré que la corde de l'arc en crête s'était raccourcie de 24 mm, que le couronnement s'était abaissé de 17 mm en rive droite par rapport à la rive gauche et que l'axe du barrage avait tourné de 30". Cependant, aucun dégât n'a été constaté dans la voûte, à l'exception de l'ouverture, de 10 mm au maximum, d'un joint vertical de contraction entre la voûte et le bloc d'appui rive gauche, sur une hauteur de 14 m depuis le couronnement.

La secousse sismique a par contre fortement affecté la partie supérieure de l'appui rive gauche, provoquant le glissement sur 30 cm environ d'une masse rocheuse de 8000 m². Les fuites ont augmenté soudainement au pied des appuis, de 0,2 l/s à 3 l/s, ceci étant dû probablement à l'ouverture de fractures dans les zones de drainage et à une perturbation du lit de sédiments dans la retenue.

Les réparations ont comporté la mise en place de tirants de précontrainte pour stabiliser la masse rocheuse en rive gauche, des injections d'étanchéité et un renforcement du drainage des fondations et des culées. Le joint ouvert en rive gauche a aussi été injecté.

2.3 Barrage de Lower San Fernando aux USA [4]

Le barrage est situé à 50 km environ au nord de Los Angeles et a donc subi le même séisme du 9 février 1971 décrit précédemment (magnitude 6,6), l'épicentre étant situé à 13 km du barrage. Les accélérations maximales du sol sur le site ont été estimées à environ 0,4 à 0,5 g.

La barrage en terre avait été construit par remblayage hydraulique en 1912 puis modifié à deux reprises au cours de 30 années qui ont suivi, augmentant sa hauteur initiale de 26 m à 43 m et le reforçant (figure 5). Les talus ont une pente de 1:2,5 à l'amont et de 1:2,5 et 1:4,5 à l'aval. Les matériaux sont divers: argile, sable argileux et gravier, sable fin et

moyen, sable grossier et gravier. L'ouvrage est fondé sur 10 m de sable et d'argile dure surmontant une roche peu dense. Le volume d'accumulation est de 25 millions de m³. Durant le séisme, un glissement très important s'est produit à l'amont, emportant le couronnement et les 9 m supérieurs du talus aval (figure 6). Avant l'événement, le plan d'eau se trouvait heureusement 10 m au-dessous de la crête; le glissement n'a laissé qu'une revanche de 1,2 m. Les 80 000 personnes vivant à l'aval ont été évacuées et l'on a abaissé les plus rapidement possible le niveau de la retenue.

2.4 Importance relative des dommages

Les dommages que nous venons de décrire ont un caractère d'exception, par leur ampleur. Ils sont aussi exceptionnels pour les barrages des Koyna et de Lower San Fernando, en raison de la conception particulière de ces ouvrages. Le profil du barrage de Koyna apparaît comme relativement lourd dans sa partie supérieure et d'un fruit assez faible à sa base; l'ouvrage a été calculé pour une sollicitation sismique pseudo-statique de 0,05 g.

Le barrage de Lower San Fernando a été construit, en majeure partie, en remblai hydraulique, particulièrement sensible au phénomène de liquéfaction.

On relèvera [2] que 30 barrages en remblai, à retenue pleine, ont été sollicités par le même séisme de San Fernando en 1971. Vingt-cinq d'entre eux, en terre compactée, n'ont subi aucun dommage, sur les 5 construits en remblai hydraulique, 2, dont celui précédemment décrit, ont été détériorés.

Enfin, pour ce qui est des voûtes [1], remarquons qu'aucun dégât n'est survenu aux barrages italiens d'Ambiesta (hauteur 59 m), de Mina di Sauris (138 m) et de Barcis (50 m), lors du tremblement de terre du Frioule le 6 mars 1976, d'une magnitude de 6,2 à 6,5 créant localement des accélérations maximales supérieures à 0,3 g.

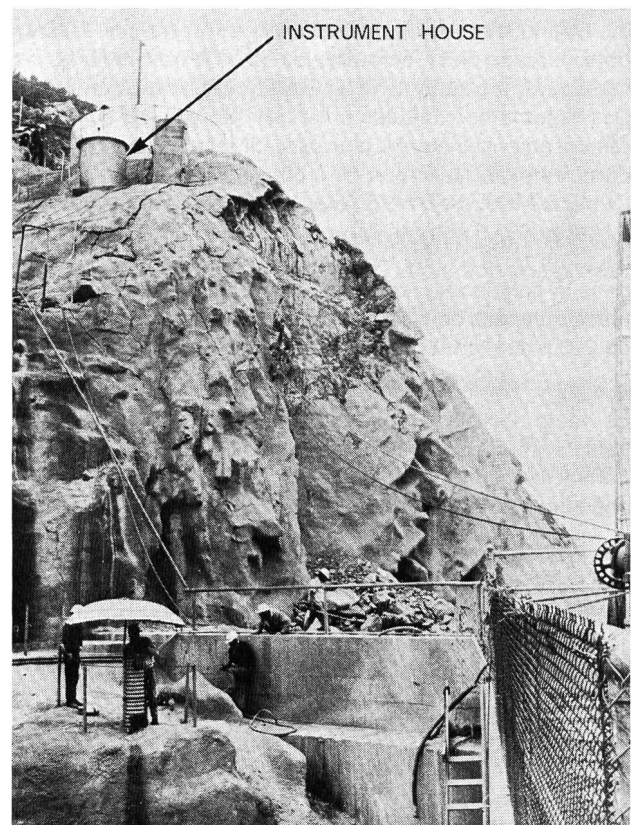


Figure 4. Accélérographe en rive gauche du barrage de Pacoïma après le séisme (tiré de doc. Caltec).

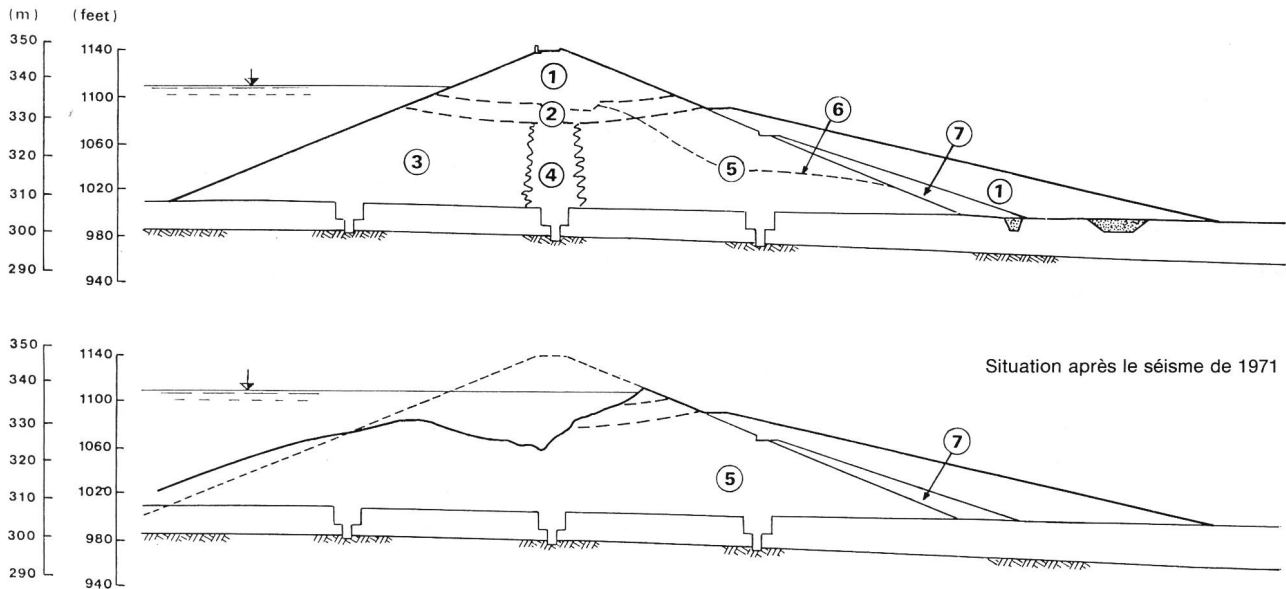


Figure 5. Barrage de Lower San Fernando, séisme de 1971. 1 Remblai compacte, 2 gravier et sable argileux, 3 sable fin à moyen, 4 argile, 5 sable grossier avec gravier, 6 ligne phréatique, 7 tapis d'enrochements.

3. Remarques sur la conception et le calcul parasismique des barrages

De très nombreuses recherches et études de synthèse ont été effectuées depuis deux décennies sur le comportement des barrages sous l'effet des séismes. Elles ont donné lieu à des publications détaillées et extrêmement intéressantes, notamment [6], [8], [11] et [12]. Il serait donc présomptueux (et impossible) de vouloir faire ci-après un exposé complet sur ce sujet. Notre propos se limitera à relever certains points qui nous paraissent importants sur la conception et le calcul parasismique de ces ouvrages.

3.1 Séismes de projet

La Commission internationale des grands barrages propose [9] que l'on retienne deux séismes de projet:

- le *tremblement de terre de dimensionnement* (DBE – design basis earthquake), capable de produire les plus grandes forces d'inertie que l'on peut attendre au cours de la vie du barrage. (La période de retour admise pour cet événement, notamment par les ingénieurs américains [8], est de 100 ans ou plus.) L'ouvrage doit pouvoir supporter ce séisme *sans dommage notable*. Les organes nécessaires à la sécurité du barrage (équipements hydromécaniques par exemple) doivent rester opérationnels.

- le *plus grand tremblement de terre possible* (MCE – maximum credible earthquake), qui crée les plus grands mouvements vibratoires pouvant apparaître sur le site, compte tenu de la structure géologique et tectonique connue. Le barrage doit être en mesure de supporter ce séisme *sans rupture*, bien que des dégâts puissent survenir. Les ouvrages ou équipements annexes, nécessaires à la sécurité, tels ceux qui permettent la maîtrise du plan d'eau, ne doivent pas être endommagés.

La détermination des séismes de projet constitue une première difficulté importante du calcul sismique. La démarche générale effectuée peut être la suivante:

- *analyse probabiliste*: recensement des séismes (intensités épicentrales, magnitudes) survenus au cours des temps dans la région géographique concernée; choix d'une loi d'atténuation de l'intensité avec la distance; calcul des fréquences des séismes de différentes intensités sur le site;

- *analyse déterministe*: recherche des sources potentielles de séismes en champ proche ou éloigné; estimation de la magnitude du séisme maximal possible pouvant apparaître à partir de ces sources et notamment des failles, compte tenu de leurs dimensions, de la longueur de rupture et de la chute de contrainte;

- *mesure des micro-séismes* sur le site pour rechercher la présence de failles actives éventuelles et déterminer le séisme maximal possible qu'elles peuvent engendrer.

Pour effectuer un calcul dynamique, il ne suffit pas de connaître l'accélération maximale du séisme; il faut encore disposer de ses différentes caractéristiques: *durée, spectre de fréquence, accélérogramme*. Le choix de celles-ci dépend aussi du comportement prévisible du barrage (de son type et de ses dimensions) afin de prendre en considération sa sensibilité à certaines fréquences. Faute de disposer de

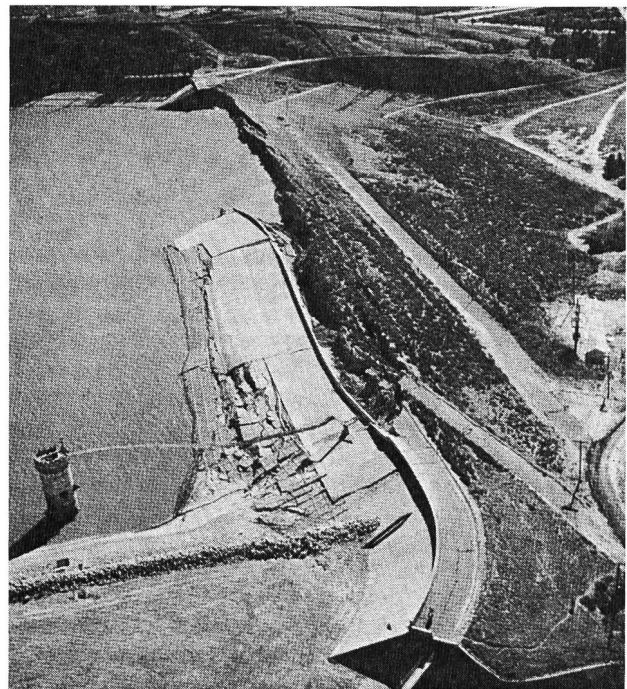


Figure 6. Barrage de San Fernando après le séisme de 1971 (tiré de doc. CIGB).

caractéristiques mesurées sur le site considéré, ou à proximité, on retiendra des accélérogrammes ou spectres de réponse enregistrés dans d'autres régions ou pays (en général aux USA ou au Japon) pour des conditions de site semblables. On relèvera à cet égard que les conditions topographiques locales, l'interface entre les différentes formations géologiques, peuvent modifier considérablement la propagation des ondes sismiques.

La détermination des séismes de projet constitue par conséquent une démarche particulièrement délicate qui demande une grande expérience. Ceci est dû, en partie, à l'imprécision des données sismiques et à leur faible nombre. Mais l'on se trouve aussi, sur de nombreux points, dans l'inconnu. Il est opportun de s'en souvenir lorsque, analysant le comportement de l'ouvrage, on effectue, sur ces bases incertaines, des calculs complexes dont la précision est de ce fait quelque peu illusoire.

3.2 Dispositions constructives et calculs

Les dispositions prises doivent assurer la sécurité du corps du barrage et de ses fondations sous l'effet des secousses du plus grand tremblement de terre possible. Mais certaines causes d'accidents exceptionnels induites par le séisme, doivent aussi retenir l'attention, quel que soit le type de l'ouvrage:

- importante *déformation différentielle* provenant d'une *faille* qui traverse les fondations du barrage;
- submersion du barrage par des *seiches* ou par des *vagues* provoquées par des glissements de terrain ou la chute de massifs rocheux dans la retenue.

Ces dangers peuvent être minimisés ou même exclus lors du choix du site, principalement sur la base des études géologiques.

3.2.1 Barrages en remblais

La rupture du fait d'un séisme peut résulter des causes suivantes:

- rupture de pente ou mouvement du talus entraînant la perte de la revanche;
- rupture, par glissement de la fondation du barrage;
- rupture par érosion régressive à partir de fissures provoquées par le séisme dans le corps de l'ouvrage, ses fondations ou au contact de structures attenantes;
- endommagement de l'évacuateur de crues ou autres organes hydrauliques annexes.

Les mesures à prendre face aux premières causes peuvent être basées sur le calcul. Les autres ressortent de l'art de l'ingénieur.

Dispositions constructives

Elles résultent principalement des observations faites sur le comportement de nombreux barrages lors de séismes [2]. On relève que:

- des barrages construits avec des sols argileux sur des fondations rocheuses ont supporté, sans dommage apparent, des secousses extrêmement fortes avec des accélérations de 0,35 à 0,8 g, d'une magnitude de 8,25;
- pour les barrages construits avec des sols sans cohésion et saturés, soumis à de fortes secousses, une cause principale de dommage ou de rupture est l'augmentation des pressions interstitielles qui conduit à une perte possible de résistance au cisaillement;
- un certain nombre de ruptures ayant été observées après le séisme, on peut penser qu'elles résultent d'une érosion régressive à travers des fissures créées par les secousses.

Pour le *zonage de la digue*, on doit donc éviter l'utilisation de sols pulvérulents, fins et uniformes dans les endroits où ils sont saturés.

Le zonage est conçu de telle sorte qu'il offre la meilleure résistance à des érosions régressives possibles résultant de fissures et qu'il limite les déformations. En zone sismique, il convient de supposer que des fuites peuvent toujours se produire; aussi doit-on prévoir au moins un drain «cheminé» sur toute la hauteur de l'ouvrage et non pas seulement un drain horizontal sous la recharge aval.

On prévoit aussi de larges zones de transition (mélange de sables et graviers à granulométrie continue) ayant une propriété auto-colmatante des fissures.

Les caractéristiques des sols mis en place (granulométrie, perméabilité) doivent enfin être bien précises et respectées lors de la construction.

Pour l'*aménagement de la crête*, on doit tenir compte du risque de submersion et de fissuration (et par conséquent de fuites) car cette zone est particulièrement sollicitée. On prévoit donc une revanche et une largeur de crête importante. La recharge amont ou la zone de transition doit être épaisse et d'un mélange de sables et graviers à granulométrie continue et sans cohésion. Le noyau présente une forte résistance à l'érosion régressive. La zone aval de transition est épaisse et la recharge aval constituée en enrochements ou en gravier.

La *résistance du noyau à l'érosion* doit être aussi élevée que possible. Elle dépend principalement de sa cohésion. Les argiles à forte plasticité, ainsi que les sols à granulométrie continue de sables et graviers présentent des résistances importantes à l'érosion, mais pour des raisons différentes. *Sherard* [13] a comparé ces matériaux et formulé des recommandations.

Calcul pseudo-statique

Le calcul consiste à déterminer un coefficient de sécurité minimal au glissement d'une masse de sol soumise à une *force statique horizontale* qui lui est proportionnelle ainsi qu'à l'accélération du séisme.

Cette méthode, très simple, a été utilisée dans la conception de la majorité des barrages existants et elle l'est encore au niveau des études d'avant-projet. Si le coefficient de sécurité est voisin de 1, on admet que le profil est stable, malgré l'absence d'une règle rigoureuse définissant le minimum admissible. Ce calcul, peu satisfaisant sur le plan théorique, trouve une certaine justification a posteriori, par la stabilité des ouvrages réalisés qui ont supporté des séismes sans dommage. Différentes améliorations ont été apportées par la prise en compte de l'effet dynamique, peu convaincantes lorsqu'elles restent dans le domaine élastique.

Modèle dynamique non linéaire de Seed

Le modèle doit être en mesure de rendre compte du *comportement essentiellement non linéaire*, sous sollicitations dynamiques, du *matériau à deux phases*.

La méthode actuellement utilisée dans la pratique a été développée par *Seed, Lee et Idriss* [14]. On calcule un profil du barrage par éléments finis à deux dimensions;¹ l'effet dynamique de l'eau dans la retenue est négligé, ce qui se justifie par la forte pente du parement de la digue. Le calcul est conduit comme suit:

1. Calcul des contraintes statiques dans le corps de la digue en tenant compte des étapes de construction, de la mise en eau du barrage et du comportement non linéaire du sol.

¹ Cette hypothèse est jugée admissible lorsque la longueur du barrage L est supérieure à environ 4 fois sa hauteur H . Lorsque le rapport L/H diminue, la fréquence fondamentale du barrage augmente, ce qui peut conduire, pour les grands ouvrages, à une possibilité de plus forte amplification dynamique du fait du contenu fréquentiel du séisme [11].

2. Détermination des contraintes de cisaillement dynamique engendrées par le séisme agissant à la base de la digue. La non-linéarité est prise en compte de façon approximative en ajustant par itérations, en chaque point, le module de cisaillement et l'amortissement pour les rendre compatibles avec la déformation.

3. Essais dynamique en laboratoire, sur échantillons représentatifs du sol de la digue. Les éprouvettes sont préalablement consolidées sous des états de contraintes déterminés en 1; elles sont ensuite sollicitées par des chargements cycliques réguliers. On mesure leur déformation et l'évolution des pressions interstitielles. Le nombre d'essais doit être suffisant pour permettre, par interpolation, d'estimer les caractéristiques de toutes les zones du barrage.

4. A partir des résultats obtenus en 2 et en 3, calcul des pressions interstitielles dans la digue pendant et après le séisme. Il est aussi tenu compte de l'écoulement de l'eau dans le sol et par conséquent de la redistribution des pressions interstitielles, phénomène important pour la stabilité.

5. Contrôle de la sécurité à la rupture pendant et après le séisme, en recherchant les surfaces de glissement les plus défavorables, compte tenu des pressions interstitielles et des caractéristiques de résistance.

6. Si le barrage apparaît stable, estimation de sa déformation d'ensemble en utilisant les valeurs des déformation statiques et dynamiques.

Cette méthode est ingénieuse mais complexe. Le calcul des contraintes est conduit indépendamment de la détermination des pressions interstitielles: on a donc admis que les deux phénomènes étaient découplés. Leur combinaison impose ensuite diverses hypothèses simplificatrices et l'analyse finale de la sécurité à la rupture et des déformations de l'ouvrage reste délicate. Il est intéressant de rappeler à cet égard les propos de Seed:

«On ne doit jamais penser que l'utilisation d'un calcul dynamique par éléments finis conduit à des résultats d'un degré de validité tel qu'ils puissent dispenser l'ingénieur de leur analyse critique. Un calcul dynamique ne permet pas à un mathématicien de devenir ingénieur et le jugement doit toujours faire partie de la procédure d'évaluation. Trop simplifier un problème complexe peut être une erreur tout aussi bien que l'utilisation des méthodes de calcul très sophistiquées.»

Modèle dynamique non linéaire à deux phases

On cherche à établir un modèle qui, contrairement à celui précédemment décrit, permette de suivre directement les déformations du sol et l'évolution des pressions interstitielles jusqu'à la rupture éventuelle. Des recherches sont entreprises sur ce sujet à l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne².

Le comportement non linéaire, de la phase solide, doit être:

- contractant puis dilatant sous charge de cisaillement
 - dissipatif (boucle d'hystérésis) sous charges cycliques.
- De plus, l'interaction entre les phases solides et liquides doit produire des phénomènes de:

- consolidation
- et de liquéfaction.

Le modèle est exposé brièvement en annexe 1. Les équations d'équilibre dynamique sont posées séparément pour la phase solide et pour la phase liquide [15]. Leur couplage résulte du terme exprimant la force de percolation, dû au mouvement relatif des deux phases et de la relation de

Therzaghi liant la contrainte totale à la contrainte effective et à la pression interstitielle.

On écrit ensuite les équations qui régissent le comportement des matériaux (lois contraintes-déformations).

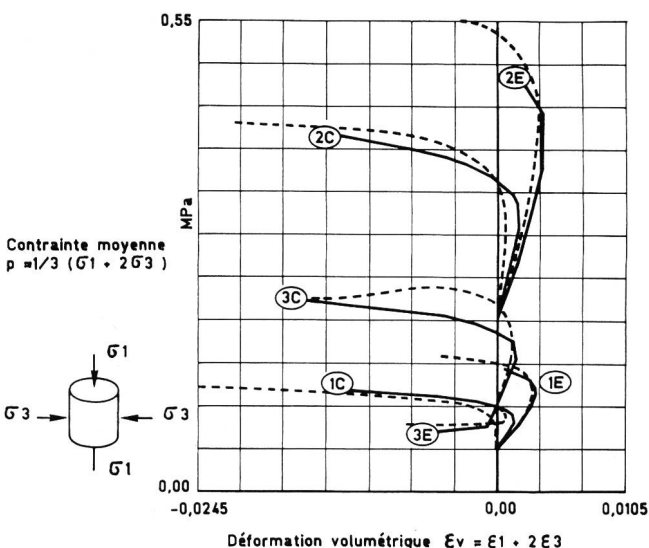
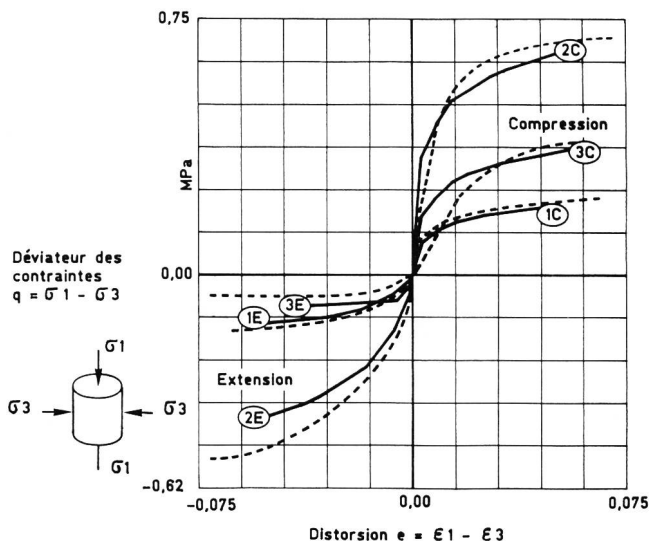
Puis la non-linéarité est réalisée par l'introduction d'un critère de plastification: définition de surfaces de plastification dans l'espace des contraintes effectives et d'une loi d'écrouissage (donnant l'accroissement de la déformation plastique en un point, en fonction de son état de contrainte et de son accroissement). Ces surfaces et cette loi comportent des paramètres qu'il convient de déterminer expérimentalement afin de «caler» le modèle. Ceci est fait par des essais triaxiaux.

La forme de la surface représentée dans l'annexe 1 est un ellipsoïde dû à Prévost [16]. D'autres surfaces peuvent être admises - cylindres de von Mises ou cônes de Drucker Prager, selon le type de sol - plus simples mais qui, associées à des lois d'écrouissage plus complexes, rendent la modélisation numérique plus aisée et assurent une meilleure fiabilité.

Le calcul numérique fait ensuite appel à la méthode des éléments finis pour l'intégration spatiale et celle des différences finies pour l'intégration dans le temps.

Citons deux exemples de simulation:

Les figures 9 et 10 concernent des essais triaxiaux, con-



Figures 9 et 10. Simulation par le calcul d'un essai triaxial.

² Recherches entreprises à l'Institut d'Economie et Aménagements Energétiques (IENER), avec l'appui de la Commission pour l'encouragement de la recherche scientifique SA (CERS), l'Energie de l'Ouest-Suisse (EOS) et BG ingénieurs-conseils SA.

solides drainés en compression et en extension, réalisés sur du sable de Fontainebleau. Le calage du modèle est effectué sur l'essai n°1; les autres sont ensuite simulés. Les résultats montrent un assez bon comportement du modèle pour les effets non linéaires et dilatants du sol. Les figures 11 et 12 présentent les résultats d'un essai triaxial de liquéfaction, effectué aussi sur du sable de Fontainebleau. On impose des cycles de charge et de décharge à un échantillon de sol non drainé; la pression interstitielle augmente donc et conduit à la liquéfaction. Le modèle est calé sur un essai triaxial drainé, puis l'essai dynamique est simulé. La liquéfaction calculée survient à un instant très proche de celui de l'essai.

3.2.1 Barrages en béton

Les modes de rupture ou détériorations, sous l'effet d'un séisme, que l'on peut envisager sont:

- le glissement du barrage sur sa fondation;
 - le déplacement, par cisaillement ou écrasement du béton, de plots, notamment dans la partie supérieure;
 - la fissuration ou l'ouverture de joints dans le corps du barrage ou le rocher de fondation, entraînant des fuites d'eau non maîtrisables;
 - l'endommagement de l'évacuateur de crues ou d'autres organes hydrauliques, créant des conditions dangereuses.
- Le renversement d'un plot, comme on l'imagine dans le calcul statique, est très peu probable, en raison de la faible ampleur du mouvement, en regard de la dimension de l'assise, à moins que celle-ci ne soit réduite par un écrasement du béton. On doit aussi être attentif à une augmentation possible de la force de sous-pression qui résulterait de la fissuration du béton à l'amont.

C'est la concentration momentanée des contraintes de compression dans une section, sollicitée en flexion et qui se fissure en traction, qui peut causer localement un écrasement du béton (ou du rocher) et sa perte de résistance au cisaillement, causant une rupture fragile.

Dès lors que la fondation résiste, l'essentiel de la sécurité du barrage, et particulièrement d'une voûte, réside ainsi dans la résistance à la compression du béton. On relèvera que les champs de contraintes auxquels sont soumis ces ouvrages, sous charges statiques, sont très inférieurs (d'un facteur 3 à 4) à la résistance à la compression du béton, ce qui donne une bonne réserve face aux charges dynamiques.

Dispositions constructives

Elles sont simples et découlent du bon sens. Dans les zones du barrages qui sont soumises aux plus fortes accélérations, c'est-à-dire dans la partie supérieure de l'ouvrage, il est recommandé d'éviter de grosses masses, de brusques variations d'inertie, ainsi que de grands porte-à-faux. On place des armatures dans les parements et à travers les joints pour reprendre les tractions.

Dans le cas de barrages poids, le parement amont peut comporter un fruit (ou plusieurs) afin de mieux orienter les forces hydrodynamiques. A cet égard, les barrages à contreforts apparaissent comme favorables, puisque la masse de l'eau contribue à la stabilité de l'ouvrage; mais il convient de contrôler le comportement dynamique des contreforts pour une sollicitation perpendiculaire à leur plan.

Pour les barrages voûtes, on évite d'associer à la voûte des structures importantes qui ont des fréquences propres très différentes de celles du barrage, telles que, par exemple, un évacuateur de crues ou une usine.

Il est essentiel que le drainage des fondations soit largement conçu, en particulier dans les zones d'accident géologique, afin d'éviter toute manifestation de sous-pression.

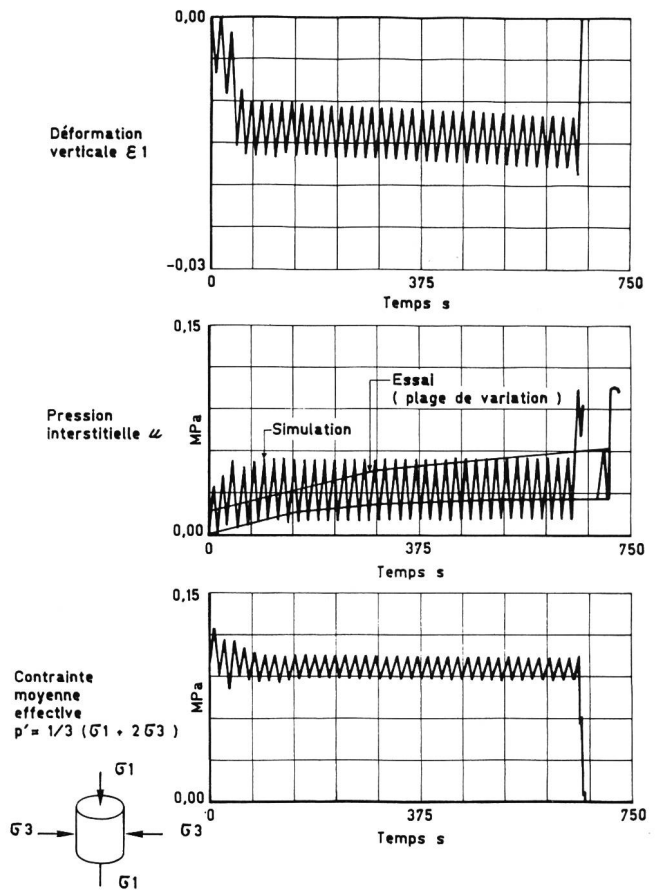


Figure 11. Simulation d'un essai de liquéfaction sur cellule triaxiale.

Enfin, la stabilité des appuis du barrage sous l'effet des forces sismiques doivent faire l'objet d'un examen attentif.

Calcul dynamique linéaire [8], [12]

Les contraintes de compression dans le béton atteignent rarement, même en cas de fort séisme, la résistance ultime du matériau.

Bien que la résistance à la traction soit faible, voire nulle, et que la fissuration entraîne un comportement non linéaire, on peut considérer que, pour une première approche du phénomène, le calcul dynamique linéaire est justifié³ (contrairement au cas des barrages en remblai).

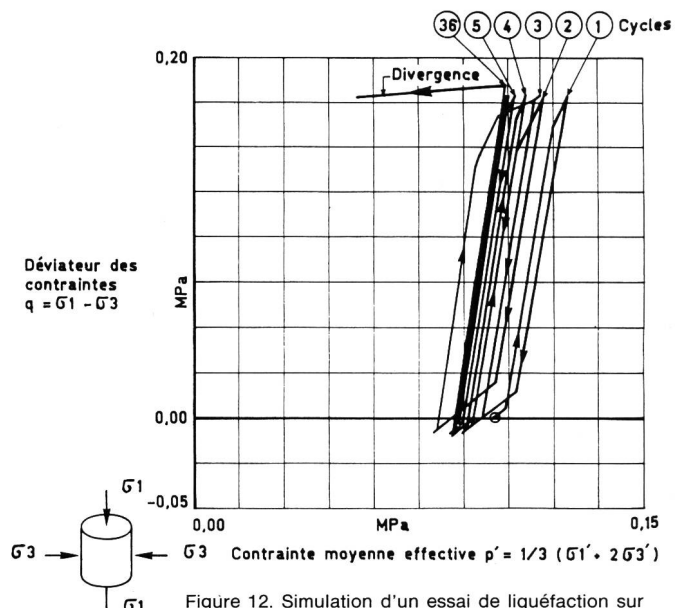


Figure 12. Simulation d'un essai de liquéfaction sur cellule triaxiale. Chemin des contraintes effectives.

Les forces hydrodynamiques créées par l'interaction du barrage (et du fond de la retenue) avec l'eau sont une sollicitation importante de l'ouvrage. La formule de *Wester-gaard*, proposée en 1933, toujours utilisée aujourd'hui, est basée sur l'hypothèse d'un barrage rigide agissant d'un mouvement horizontal harmonique sur l'eau compressible. Elle n'est acceptable que si la fréquence du séisme est faible devant la fréquence propre de la retenue et du barrage. Si ce dernier a une certaine souplesse, sa déformation modifie les ondes de pression sur le mur et réciproquement. Différents modèles de calcul à l'ordinateur, à 2 ou 3 dimensions, ont été développés au cours des années pour réaliser le couplage fluide-structure [8] [12]. Des questions se posent encore, notamment sur la prise en compte, ou non, de la compressibilité de l'eau. Celle-ci peut être négligée (et c'est une simplification pour le calcul) si l'on admet que les ondes de pression sont entièrement absorbées par les sédiments déposés dans le fond de la retenue, s'il y en a.

Un autre problème délicat est celui de l'interaction sol-barrage. Le mouvement du séisme ne peut être simplement appliqué à la base de l'ouvrage car, en raison de sa grande masse et de sa rigidité, son comportement dynamique influence celui du rocher de fondation et réciproquement. Il est donc nécessaire d'introduire dans le modèle numérique une part importante de la fondation. La sollicitation sismique est alors appliquée soit sur le pourtour de cette fondation, soit à la base du barrage (ce mouvement, dit de champ libre – free field motion – étant celui du sol en l'absence de la construction).

Mais il faut éviter que l'énergie de vibration du bloc de fondation ne se réfléchisse dans la structure du fait des conditions de bord artificielles.

Une solution est de poser que le rocher de fondation est sans masse; il a une rigidité et agit seulement comme un «système à ressort» dans le mécanisme d'interaction, sans développer aucune onde de vibration pouvant transmettre de l'énergie. De plus, le mouvement de champ libre appliqué sur le contour se transmet sans modification à la base du barrage. Cette façon de procéder est largement utilisée pour des raisons pratiques, bien qu'elle conduise à une simulation approximative de l'interaction.

Une autre solution, plus complexe, est de considérer un rocher avec sa masse et d'introduire des conditions de bord qui absorbent, le mieux possible, l'énergie des ondes de vibration, simulant ainsi un milieu infini, sans réflexion. On doit aussi rechercher un mouvement sismique à appliquer au contour du rocher de fondation, qui ne soit pas le mouvement en champ proche de la surface. De grands efforts d'analyse ont été effectués sur ce sujet [17] mais peu d'observations de tels mouvements en profondeur existent.

Modèle dynamique non linéaire

Ainsi que nous l'avons vu précédemment, l'incapacité du béton à reprendre des tractions importantes⁴ impose un comportement non linéaire du matériau, qui doit être pris en considération dans l'analyse dynamique. On entre là dans le domaine de la recherche [18], [19], [20].

³ Le calcul linéaire effectué pour le barrage voûte de Pacoima, après le séisme de 1971, a montré qu'il aurait subi des contraintes de traction de 5,2 MPa; aucune fissure n'a été constatée, laissant à penser que la résistance à la traction du béton serait plus élevée sous charge rapide.

⁴ Certains essais de béton ont montré que sa résistance augmentait avec la vitesse de la charge; on ne peut ignorer cependant l'importance des phénomènes de fatigue sous charges cycliques, confirmés aussi par des essais [21].

⁵ voir note 2.

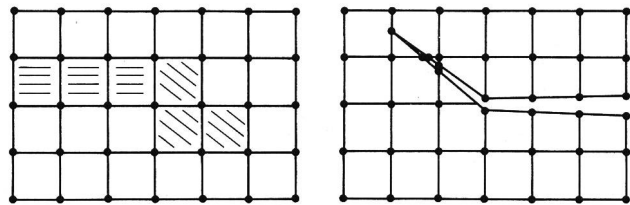


Figure 13. Différents modèles de fissuration. Fissuration répartie à gauche et fissuration discrète à droite.

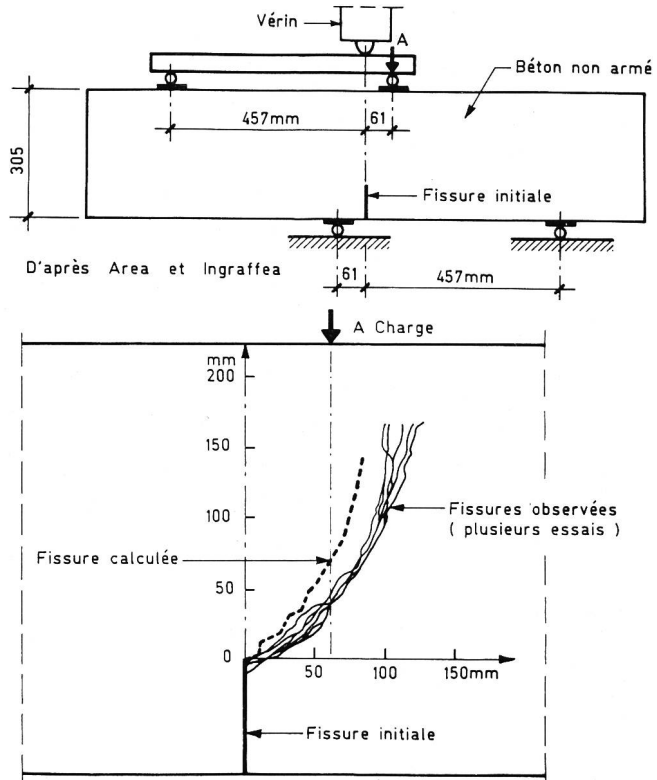


Figure 14. Propagation d'une fissure, essais et calcul. Dispositif d'essai et trajectoire des fissures.

Nous donnons ci-après la description des bases d'un modèle de calcul par éléments finis, à 2 dimensions, développé à l'École Polytechnique Fédérale de Lausanne⁵.

Il y a deux façons de modéliser la fissuration (figure 13):

1. La fissuration «répartie» dans l'élément fini; lorsque celui-ci se fissure, sous l'effet d'une trop forte contrainte de traction, la rigidité de l'élément est rendue anisotrope, compte tenu de la direction de la traction. La fissuration est propagée d'un élément à l'autre, sans modification du réseau d'éléments finis.

2. La fissuration «discrète»; lorsque la condition de fissuration apparaît dans un élément, on découpe celui-ci en créant de nouveaux nœuds à ses bords, afin de simuler la fissure. Le réseau est modifié au fur et à mesure de sa propagation.

Le critère d'apparition d'une fissure sur un bord de la structure est actuellement basé sur la condition de résistance biaxiale du béton (rappelons qu'il s'agit d'un modèle à 2 dimensions). Dès qu'une contrainte principale en traction dépasse la résistance du béton (qui peut être nulle), on admet qu'il se fissure.

Une fois la fissure initiale apparue, il faut la propager dans les éléments. Le critère de propagation de la fissure est plus

⁵ Pour une grande structure en béton non armé, l'adoption d'un critère de contrainte principale en traction limite (critère identique à celui d'apparition de la fissure) conduirait à faire dépendre la propagation de la fissure de la dimension des éléments finis.

délicat à définir⁶ et l'on doit recourir à la *mécanique linéaire de la rupture*⁷ afin de tenir de la concentration de contrainte dans la zone au front de la fissure [21].

Connaissant les champs de contrainte et de déplacement qui règnent à un instant donné autour de la fissure (obtenus par le calcul par éléments finis), on détermine deux *facteurs d'intensité de contrainte* K_I et K_{II} , à l'aide d'une intégrale de surface [25]. (K_I correspond à une fissure dont les bords s'écartent l'un de l'autre, tandis que K_{II} correspond à une fissure dont les bords glissent l'un sur l'autre). L'expression de l'intégrale de surface est établie à partir d'une intégrale J qui exprime la conservation de l'énergie de déformation dans la zone entourant la fissure lors de sa propagation (annexes 2 et 3). Les facteurs K_I et K_{II} définissent entièrement l'état de sollicitation de la zone de la fissure. Une relation les combinant donne une valeur K qui, comparée à un facteur critique K_{IC} caractéristique du matériau, permet de dire si la fissure se propage ou non dans l'élément fini suivant. Si la fissure se propage, la rigidité de l'élément est modifiée en conséquence, compte tenu de l'orientation de la fissure (définie par le rapport K_I/K_{II}). On recalcule alors l'état de contrainte dans l'ensemble de la structure, sans modification des charges qui la sollicitent, et l'on applique de nouveau le critère de propagation de la fissure. Le calcul se poursuit jusqu'au moment où elle est stabilisée. Puis on passe à un nouveau pas de temps de la sollicitation sismique.

L'approche précitée est satisfaisante sur le plan théorique. Mais en pratique, la valeur de K_{IC} du béton est encore insuffisamment connue et doit donner lieu à des études et essais. Un exemple de simulation de la fissuration d'une poutre est donné sur la figure 14. La correspondance entre fissures calculée et mesurée n'est pas encore très bonne; la mécanique non linéaire des fractures s'appliquerait mieux à ce cas.

Précisions enfin que dans la description de ce modèle, il n'a pas été fait mention de la pression interstitielle. Elle joue certainement un rôle important dans les fissures qui sont en relation avec la retenue du barrage. La mise en pression des fissures sous sollicitation dynamique est un point qui reste aussi à étudier.

4. Conclusion

On doit tout d'abord relever que le bon comportement des barrages qui ont été soumis à des séismes exceptionnels, résulte de l'importante réserve de sécurité prévue dans la conception de ces ouvrages face aux sollicitations normales. Ils sont par nature aptes à résister à des forces horizontales. Les précautions à prendre du point de vue constructif, pour qu'ils supportent les séismes sans dommage sont connues.

L'analyse du comportement dynamique des barrages est très complexe par le grand nombre de paramètres qui interviennent et leurs imbrications. De grands progrès ont été accomplis, des outils de calcul puissants ont été développés, qui permettent de mieux analyser et de comprendre les phénomènes. Mais l'on n'est pas encore en mesure, aujourd'hui, de cerner la réalité avec suffisamment de rigueur. Les recherches doivent se poursuivre, principalement sur:

– la *séismologie*, afin de disposer de données plus nombreuses et plus précises, spécifiques aux sites de barrages;

⁷ On a mis en évidence récemment [22], [23] et [24] l'influence de la dimension et du caractère massif de la structure (effet de taille) sur le mode de fissuration. Dans le cas d'une structure de grande taille en béton non armé comme un barrage, la mécanique *linéaire* de la rupture s'applique, caractérisant un comportement à la ruine fragile. La mécanique *non linéaire* devrait être utilisée pour des structures de taille moyenne ou faible.

– le *comportement et la résistance des matériaux* (sol, roches, béton) sous sollicitation dynamique;

– les *méthodes de calcul dynamique* dans le domaine non linéaire, tridimensionnel, à deux phases, prenant en compte les phénomènes d'interaction sol-structure-fluide.

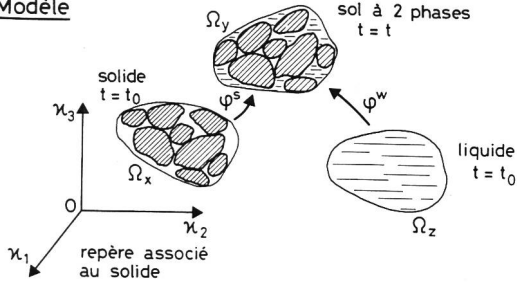
Il est important, enfin, d'insister sur le grand intérêt de mesurer le comportement réel des ouvrages soumis à des séismes (et de les munir des appareils nécessaires) afin de confirmer la validité des calculs.

Ces différents travaux devraient progresser de front afin de permettre l'obtention de résultats fiables.

Bibliographie

- [0] Commission Internationale des Grands Barrages CIGB. Registre mondial des barrages – 1984
- [1] Hansen et Roehm. The response of concrete dams to earthquakes. "Water Power and Dams Construction" Avril 1979
- [2] Seed, Makdisi et De Alba. The performance of earth dams during earthquakes. "Water Power and Dam Construction" Août 1980
- [3] Publication CIGB. Détérioration et ruptures de barrages et réservoirs – 1983
- [4] Bulletin CIGB n° 27. Une révision du calcul sismique des barrages – 1975
- [6] Swanson et Sharma. Effects of the 1971 San Fernando earthquake on Pacoïma arch dam. Q51, R3. 13e CIGB, New Delhi – 1979
- [6] Lane. Résistance des barrages aux tremblements de terre. Rapport général 51. 13e CIGB, New Delhi – 1979
- [7] Comité national suisse des grands barrages. Rapport de synthèse 5. 13e CIGB, New Delhi – 1979
- [8] Tarbox, Dreher, Carpentier. Seismic analysis of concrete dams. Q51, R11. 13e CIGB, New Delhi – 1979
- [9] Bulletin CIGB n° 46. Séismicité et conception des barrages – 1983
- [10] Conference held at the Institution of Civil Engineers. Dams and Earthquake. London – Octobre 1980
- [11] Post, Tardieu, Lino. Conception parasismique des barrages. Génie parasismique. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées – 1985
- [12] Zienkiewicz, Clough, Seed. Earthquake analysis procedures for concrete and earth dams. Publication CIGB – 1984 (version préliminaire)
- [13] Sherard. Earthquake Considerations in Earth Dam Design. "Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE" – Juillet 1976
- [14] Seed. Consideration in the earthquake resistant design of earth and rockfill dams. "Géotechnique", 29 – 1979
- [15] Zimmermann et Davalle. A Lagrangian-Eulerian Derivation of the equations of two-phase porous media. Rapport interne IENER n° 347.102 – 1985
- [16] Prévost. Plasticity theory for soil stress-strain behaviour. "Engineering Mechanics Division, ASCE", 104 – 1978
- [17] Wolf. Dynamic soil-structure interaction. Prentice-Hall – 1985
- [18] Skrikerud et Bachmann. Rissbildung unter Erdbebeneinwirkung. «Schweizer Ingenieur und Architekt», 37 – 1985
- [19] Zimmermann. Failure and Fracturing Analysis of Concrete Structures. "Nuclear Engineering and Design", 92 – 1986
- [20] Chapuis, Rebora et Zimmermann. Numerical approach of crack propagation analysis in gravity dams during earthquakes. Q57, R26. 15e CIGB, Lausanne – 1985
- [21] Hatano et Watanabe. Fatigue failure of concrete under periodic compressive load. "Trans. Japan Soc. Civ. Eng.", 3 – 1971
- [22] Bazant. Fracture in Concrete and Reinforced Concrete. Mechanics of Geomaterials. Wiley – 1985
- [23] Carpinteri. Scale effects in fracture of plain and reinforced concrete structures. Fracture Mechanics of Concrete. Nijhoff – 1985
- [24] Millerborg. Analysis of one single crack. Fracture Mechanics of Concrete. Elsevier – 1983
- [25] Babuska et Miller. The post-processing approach in the finite element method. "Num. Meth. Eng.", V 20

Modèle



Équations d'équilibre (description Eulero-Lagrangienne)

Phase solide

$$\rho^s \frac{\partial v^s}{\partial t} = \text{div } t^s + \rho^s b + \hat{p}^s$$

force d'inertie contraintes gravité force de percolation

Phase liquide

$$\rho^w \left[\frac{\partial v^w}{\partial t} + (v^w - v^s) \text{grad } v^w \right] = \text{div } t^w + \rho^w b + \hat{p}^w$$

force d'inertie pression gravité force de percolation

Couplage (Darcy)

$$\hat{p}^s = -\hat{p}^w = k^{-1} (n^w)^2 \rho_w g (v^w - v^s)$$

Lois de comportement (constitutives)

$$t^s = \bar{t}_s + n^s \bar{t}_w \quad (\text{Terzaghi : } t^s = \bar{t}_s + \bar{t}_w)$$

Phase solide

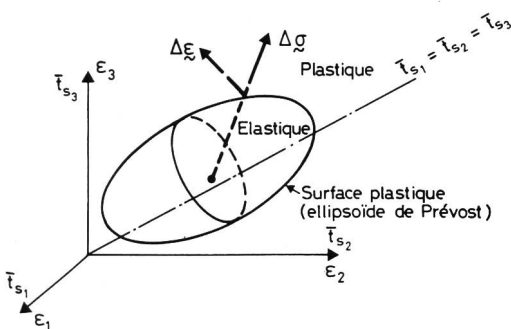
$$\bar{t}_s = E_s \cdot \epsilon$$

Phase liquide

$$\bar{t}_w = -u \delta$$

$$\Delta u = \beta \Delta \rho_w$$

Surface (ou critère) de plastification



Ecrouissage

Déplacement des surfaces et variation de leurs dimensions avec l'état de contrainte du point considéré

Déformation

$$\Delta \epsilon = \Delta \epsilon^e + \Delta \epsilon^p$$

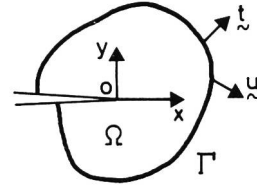
élastique plastique

$$\Delta \epsilon^e = f(E, \Delta \sigma) \quad \Delta \epsilon^p = f(H', \Delta \sigma, Q, P)$$

Détermination des paramètres

essais triaxiaux

Intégrale J



Conservation de l'énergie lors de la propagation

$$J = \int_{\Gamma} W dy - t \frac{\partial u}{\partial x} d \Gamma$$

W énergie de déformation volumique

t traction

u déplacement

J indépendant du contour Gamma

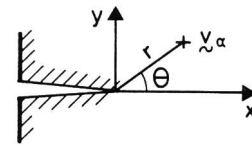
$$J = \frac{K_I^2 + K_{II}^2}{E} (1 - \nu^2)$$

E module d'élasticité

nu module de Poisson

Mécanique de la rupture

Champ de déplacement u_alpha au voisinage de la pointe de la fissure



$$u_\alpha = K_\alpha \cdot f(r, \theta, E, \nu)$$

$$\alpha = I, II$$

E : module d'élasticité

nu : module de Poisson

Modélisation numérique par éléments finis

Calcul approché de w, champ de déplacement au voisinage de la pointe de la fissure :

$$K_\alpha = C \int_{\Omega} f(w, u_\alpha, g(w), g(v_\alpha), E, \nu, \varphi') d \Omega$$

phi fonction de pondération (parabolique) (phi = 0 sur Gamma, phi = 1 au voisinage de o)

C constante

g(w) contrainte calculée par éléments finis

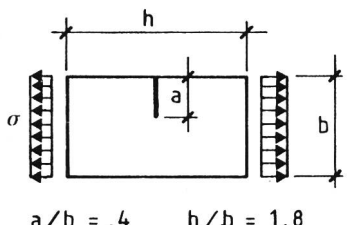
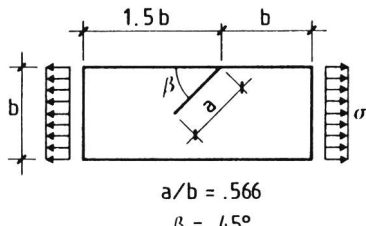
g(v_alpha) contrainte théorique

$$K = \cos \frac{\theta_0}{2} \left[K_I \cos^2 \frac{\theta_0}{2} - \frac{3}{2} K_{II} \sin \theta_0 \right]$$

si $K \geq K_{IC}$ la fissure se propage

theta_0 angle de propagation de la fissure

K_IC facteur critique

Problèmes types	Valeur théorique $K/(\sigma \cdot \sqrt{\pi a}) = K/\alpha$	Valeur calculée par éléments finis	
			erreur %
 <p>$a/b = .4$ $h/b = 1.8$</p>	$K_I/\alpha = 2,12$	2,16	2 %
	$K_{II}/\alpha = 0$	0	0
 <p>$a/b = .566$ $\beta = 45^\circ$</p>	$K_I/\alpha = 1,35$	1,44	7 %
	$K_{II}/\alpha = 0,62$	0,61	- 2 %

- ρ^s, ρ^w masses volumiques moyennes du sol et de l'eau
- ρ_s, ρ_w masses volumiques des grains du sol et de l'eau ($\rho^s = n^s \rho_s$ et $\rho^w = n^w \rho_w$)
- n^s, n^w porosité de chaque phase $n^s + n^w = 1$
- \tilde{t}^s, \tilde{t}^w contraintes effectives moyennes dans la phase solide et contraintes moyennes dans l'eau
- \bar{t}_s, \bar{t}_w contraintes effectives dans la phase solide et contraintes dans l'eau ($\tilde{t}^s = n^s \bar{t}_s$ et $\tilde{t}^w = n^w \bar{t}_w$)
- \tilde{v}^s, \tilde{v}^w vitesses des phases solide et liquide
- \tilde{b}, g accélération de la pesanteur
- \tilde{k} coefficient de perméabilité de Darcy
- u pression interstitielle ($\tilde{t}^w = -n^w u \tilde{\delta}$)
- $\tilde{\delta}$ Kronecker
- β coefficient de compressibilité du liquide
- $\tilde{\epsilon}$ déformation spécifique
- \tilde{E} matrice d'élasticité
- H' module de plasticité
- \tilde{Q} normale à la surface de plasticité
- \tilde{P} normale au potentiel plastique
- \sim indication d'un tenseur

Notations correspondentes à l'annexe 2.

Remerciements

L'auteur tient à remercier ici les chercheurs de l'Institut d'Economie et d'Aménagements Énergétiques – IENER – de l'École Polytechnique Fédérale de Lausanne pour les informations détaillées qu'ils lui ont remises sur les modèles de calcul développés: MM. Dr Th. Zimmermann, P. Droz et C. Rodrigues, ainsi que les collaborateurs de BG Ingénieurs-conseils SA: MM. Dr J. Chapuis et P. Kohler pour leur précieux appui.

Adresse de l'auteur: Prof. Raymond Lafitte, Bonnard et Gardel, Ingénieurs-Conseils SA, 61, avenue de Cour, CH-1007 Lausanne.

Publikationen zum 15. ICOLD-Kongress 1985 in Lausanne

Aus Anlass des 15. internationalen Talsperrenkongresses, der im Juni 1985 in Lausanne stattfand, erschienen neben der offiziellen fünfbandigen Ausgabe der Beiträge zu den Kongressfragen eine grössere Anzahl einschlägiger Sonderdrucke. Diese wurden als Veröffentlichung einzelner nationaler Talsperrenkomitees sowie als Sonderhefte verschiedener Fachzeitschriften herausgegeben. Der beträchtliche Umfang dieser dem Kongress gewidmeten Publikationen geht aus der nachstehenden Liste hervor.

1. 15th International Congress on Large Dams. *Transactions*. Lausanne 1985. – Hrsg.: Commission Internationale des Grands Barrages, Paris (1985) (englisch, französisch). *Volume I, Question 56*: Die Überwachung der Talsperren und ihrer Fundation. 82 Berichte, 1 Generalbericht. 1728 p. *Volume II, Question 57*: Betontalsperren: ein altes, immer gegenwärtiges Problem: Risse. Eine neue Technologie: Walzbeton. 43 Berichte, 1 Generalbericht, 17 Mitteilungen, 10 Sammelberichte. 1360 p. *Volume III, Question 58*: Behandlung des Sperrenuntergrundes zur Kontrolle von Durchsickerungen. 86 Berichte, 1 Generalbericht. 1584 p. *Volume IV, Question 59*: Sanierung von Talsperren zur Gewährleistung der Sicherheit. 67 Berichte, 1 Generalbericht. 1004 p. *Volume V, Technische Sitzungen*. Diskussionsbeiträge zu den 4 Kongressfragen. Organisation des Kongresses. 792 p.
2. *Barrages suisses, surveillance et entretien/Swiss Dams, Monitoring and Maintenance* (Überwachung und Unterhalt schweizerischer Talsperren). – Hrsg.: Schweizerisches Nationalkomitee für Grosse Talsperren (1985), 300 p. 40 Beiträge von 22 Autoren über die Geschichte des Talsperren