

Zeitschrift: Wasser Energie Luft = Eau énergie air = Acqua energia aria
Herausgeber: Schweizerischer Wasserwirtschaftsverband
Band: 78 (1986)
Heft: 5-6

Artikel: Expériences acquises dans l'analyse parasismique
Autor: Bossoney, Claude
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-940849>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. 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. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

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. [Voir Informations légales.](#)

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. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 23.12.2024

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

Expériences acquises dans l'analyse parasismique

Claude Bossoney

Résumé

Le calcul de la résistance des barrages aux tremblements de terre a présenté longtemps un caractère formel. Ces dernières années, les méthodes de calculs parasismiques subissent des modifications profondes.

L'article repose sur l'expérience acquise depuis dix ans dans le calcul parasismique des barrages et se fonde sur l'analyse de plusieurs ouvrages en béton et en enrochement. Il donne un aperçu succinct des techniques actuellement utilisées à l'aide de deux exemples:

Le premier concerne une digue en enrochement construite dans la zone du cercle de feu bordant l'Océan Pacifique.

Le second concerne un barrage en béton situé en Amérique du Sud dans une zone de sismicité moyenne.

Les modifications provoquées par l'analyse dynamique dans la conception ou les spécifications des ouvrages sont signalées.

Bien que le problème de la résistance des barrages aux tremblements de terre soit rarement critique, on montre qu'il est actuellement possible de reproduire qualitativement ces phénomènes et d'améliorer ainsi la sécurité des ouvrages.

Zusammenfassung: Erfahrungen mit der parasismischen Analyse

Die Berechnung des Widerstandes von Talsperren gegen Erdbebenbeanspruchung hatte lange einen formellen Charakter. In den letzten Jahren haben die Methoden der parasismischen Berechnungen jedoch entscheidende Änderungen erfahren.

Der Beitrag beruht auf Erfahrungen mit der parasismischen Analyse von Talsperren, welche während der letzten 10 Jahre gemacht wurden.

Anhand zweier Beispiele werden die heute angewandten Methoden kurz erläutert.

Das erste Beispiel ist ein Schüttdamm, der in der Erdbebenzone entlang der Pazifikküste gebaut wurde. Im zweiten Beispiel wird eine Staumauer in Südamerika, in einer Zone mittlerer Erdbebenintensität, behandelt.

Die durch die dynamische Analyse nötig gewordenen Änderungen im Konzept oder in den Spezifikationen der Bauwerke werden aufgezeigt.

Obwohl die Probleme des Widerstandes von Talsperren gegen Erdbeben selten kritisch sind, wird gezeigt, dass es heute möglich ist, solche Phänomene qualitativ zu erfassen und so die Sicherheit der Bauwerke zu verbessern.

1. Introduction

Les tremblements de terre font désormais partie de notre quotidien. Non pas que nous habitons une région particulièrement sismique; des dégâts aussi spectaculaires que ceux représentés sur la figure 1 sont peu probables en Suisse: ils nécessitent la conjonction d'un terrain très particulier, d'un séisme violent et de longue durée. Mais si notre pays n'appartient pas à une zone de forte sismicité, les médias, la télévision surtout, nous transmettent immédiatement les images des catastrophes les plus lointaines et nous donnent de ce fait un sentiment de proximité de toutes les tragédies survenant à la surface de notre planète.

Les spécialistes eux-mêmes ne sont pas exempts de maladresses dans leur souci de vulgarisation: récemment, une émission de la télévision suisse-romande était consacrée

aux problèmes sismiques. Un journaliste interrogeait un spécialiste réputé sur les possibilités, en Suisse, d'un tremblement de terre semblable à celui qui ravagea Mexico l'an dernier. Il reçut cette réponse surprenante: «Certainement, un séisme de ce type se produira en Suisse puisqu'il s'en est déjà produit un»!

De telles assertions sont propres à faire naître dans l'esprit du public une série de scénarios «catastrophes». Notre spécialiste oubliait que:

- 1) En probabilité rien n'est jamais sûr.
- 2) Le tremblement de terre de Bâle de 1356, auquel il se référerait, est si ancien qu'il n'est pas possible de fixer avec précision, ni son intensité, ni sa puissance.
- 3) Cependant, une estimation plausible (Sägesser, 1978) situe cette intensité à IX sur l'échelle MSK. La probabilité de cet événement, selon les cartes de risque sismique de la Suisse, correspondrait à une période de retour d'environ 20000 ans. Pour une telle période, un des postulats essentiels du calcul du risque sismique, à savoir la stationarité du phénomène, n'est pas garanti. Une modification de l'activité régionale est toujours possible à une pareille échelle. Le fait d'avoir observé un événement de ce type une fois en 2000 ans d'histoire ne permet pas d'affirmer son retour. C'est au mieux une hypothèse.

En fait, bien que l'activité sismique en Suisse ne soit pas négligeable, les tremblements de terre catastrophiques doivent être compris comme des événements absolument exceptionnels. Cependant l'importance des dégâts possibles causés par un séisme, l'aspiration de la population à plus de sécurité et la construction de barrages dans des régions plus sismiques que les Alpes ont conduit les ingénieurs à reconsidérer leurs méthodes de calcul.

2. Historique

Pendant de nombreuses années, le calcul de la résistance des barrages aux tremblements de terre présentait un caractère formel. Le type d'analyse le plus couramment utilisé consistait en un calcul improprement nommé pseudostatique. A toutes les forces statiques agissant sur l'ouvrage, on ajoutait des forces proportionnelles à la masse, multipliées par une fraction de l'accélération terrestre. Ce calcul, d'une grande simplicité était assez éloigné du comportement réel de la structure. Mais il s'agissait avant tout de montrer que l'ouvrage possédait une réserve de résistance, capable d'être mobilisée en cas de tremblement de terre. Ce cas de charge était considéré comme un phénomène pu-

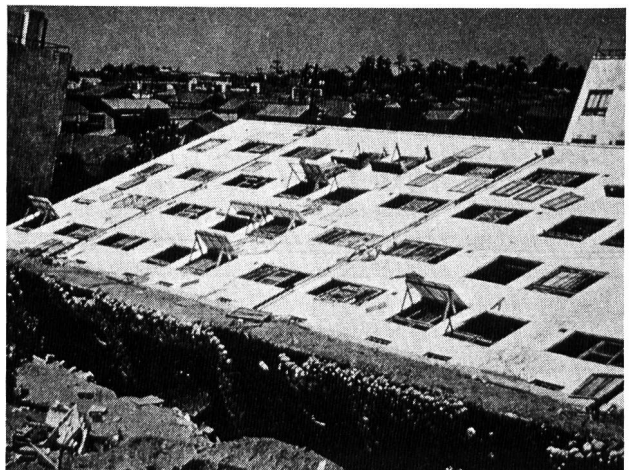


Figure 1. Niigata: tremblement de terre de 1964, renversement d'un immeuble suite à la «liquéfaction de sa fondation».



Figure 2. **San Fernando**: tremblement de terre de 1971, rupture de la digue inférieure de San Fernando.



Figure 3. **Pueblo Viejo**: vue de la digue.

rement aléatoire, et par conséquent impossible à cerner à l'aide d'un calcul déterministe.

L'opinion, que ce type de calcul était suffisant, était renforcée, par le fait que sur les milliers de barrages d'une hauteur supérieure à 15 mètres (les seuls recensés au Registre mondial de la Commission internationale de grands barrages) en service dans le monde, aucune rupture due à un tremblement de terre n'était à signaler (Vogel, 1981).

Deux événements marquèrent symboliquement la transformation des mentalités.

Le premier fut le séisme qui secoua la ville de Koynanagar le 11 décembre 1967. D'une magnitude de 6,5 sur l'échelle de Richter, le tremblement de terre tua 180 personnes et détruisit une grande partie de la ville située au sud-ouest de l'Inde. Le barrage-poids en béton de Koyna situé à 13 km de

l'épicentre fut endommagé par le séisme. Dix-huit fissures horizontales apparurent le long du parement amont et sept fissures horizontales furent observées sur le parement aval des blocs monolithiques les plus hauts.

Bien que le barrage survécut au tremblement de terre sans rupture ni perte d'eau, l'accident donna lieu à une abondante littérature (voir par ex. Chopra, 1973) tentant d'analyser le phénomène à l'aide de modèles dynamiques mieux appropriés que le modèle pseudostatique habituel.

Le second événement qui attira l'attention des autorités et des constructeurs de barrages fut l'accident proche d'une rupture catastrophique de la digue inférieure de San Fernando, en Californie, pendant le tremblement de terre de 1971 (figure 2). Ce séisme avait une magnitude de 6,6 sur l'échelle de Richter. L'accélération de pic au site fut de 0,5 g. La digue, d'une hauteur de 44 m, avait été construite suivant le procédé de l'«hydraulic fill»: les matériaux étant transportés sur le site par adduction et déposés par sédimentation. Le talus amont et la partie supérieure du talus aval glissèrent dans la retenue. La revanche de 12 m avant le séisme (le lac n'était pas plein) se trouva réduite à 1,5 m après celui-ci.

Ces deux événements, et la curiosité naturelle de l'homme qui le pousse à toujours mieux comprendre le monde où il vit, furent à l'origine d'une évolution importante du calcul parasismique des barrages.

Cet article repose sur l'expérience acquise par l'analyse dynamique de huit ouvrages importants, quatre en terre et quatre en béton. Pour des raisons de place, nous nous bornerons à un exemple de chaque type et renvoyons le lecteur à la littérature publiée pour certains des autres ouvrages (Balissat et al., 1977, Balissat et Bossoney, 1979, Dungar, 1980, Bossoney et al., 1981, Deinum et al., 1982).

3. La digue de Pueblo-Viejo

Cet ouvrage est situé sur le cours moyen du Rio Chixoy au Guatemala (figure 3). La digue a un peu plus de 130 m de hauteur. Elle possède un noyau incliné en limon argileux. Les corps d'appui sont formés d'enrochements calcaires (figure 4).

La sismicité du site est élevée, car il est situé dans le fameux cercle de feu qui entoure l'Océan Pacifique. L'activité sismique est provoquée par la zone de subduction parallèle aux rivages de l'océan, par l'activité volcanique de la chaîne de montagnes voisines et par deux failles actives proches du site, formant la limite entre la plaque des Caraïbes et la plaque nord-américaine. Une de ces failles court à moins de 6 km du site, l'autre, responsable du tremblement de terre catastrophique du Guatemala en 1976, passe à 40 km.

L'étude de risque sismique conclut que le tremblement de

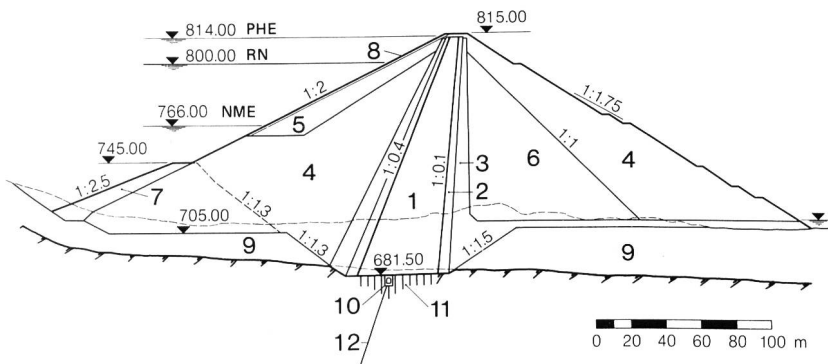


Figure 4. **Pueblo Viejo**: coupe principale.

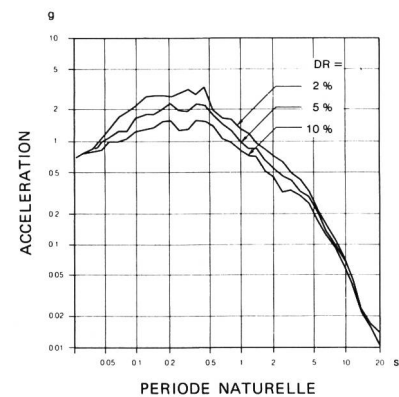


Figure 5. Spectre de réponse dû à l'accélérogramme artificiel utilisé pour l'analyse de Pueblo Viejo.

terre le plus dangereux pour le barrage serait provoqué par un déplacement de la faille Motagua passant à 40 km du site. L'événement le plus grave physiquement possible fut estimé avoir une magnitude de 8,5 sur l'échelle de Richter. Comme on ne possède pas aujourd'hui d'enregistrement proche de l'épicentre de phénomènes aussi violents et par conséquent aussi rares, il fallut extrapoler prudemment à partir des données existantes. La figure 5 présente le spectre de réponse de l'accélérogramme artificiellement reconstitué finalement retenu.

L'état de contraintes statiques, nécessaire à la définition des caractéristiques dynamiques des matériaux, fut calculé à l'aide d'un modèle non linéaire de type hyperbolique, décrit par Wong et Duncan, en 1974. Ce modèle est sensible aux variations des paramètres qui décrivent le comportement des sols. Le processus itératif est peu stable lorsque le cas de charge provoque une rotation des contraintes principales.

Ces difficultés sont caractéristiques des modèles élasto-plastiques non linéaires des sols. Elles nécessitent de l'expérience et parfois bien des essais jusqu'à ce qu'une solution satisfaisante soit obtenue. L'état de contraintes effectives dans la section principale du barrage, pour le niveau maximal de la retenue et un régime d'écoulement permanent, est présenté à la figure 6.

Pour tous les cas de charge analysés, on constate un transfert de contraintes du noyau sur les filtres et corps d'appui.

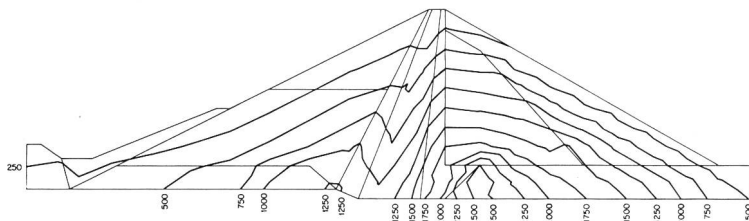


Figure 6. Pueblo Viejo: contour des contraintes principales c_1 pour le réservoir à la cote maximum (contraintes en kPa).

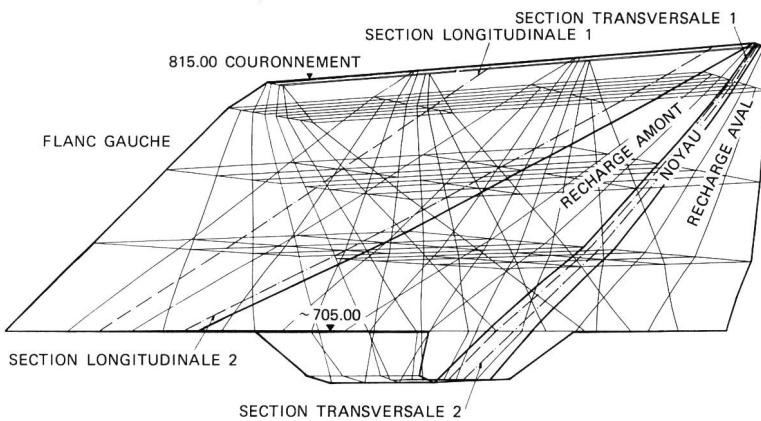


Figure 7. Pueblo Viejo: vue perspective du modèle tridimensionnel de la digue.

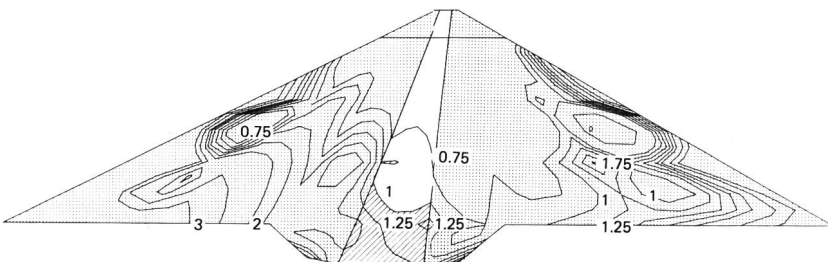


Figure 8. Pueblo Viejo: rapport entre la charge hydrostatique et la contrainte principale c_2 (modèle tridimensionnel).

Les résultats d'une analyse tridimensionnelle (figures 7 et 8) confirment l'effet d'arc non seulement dans le sens amont-aval mais aussi dans le sens rive droite-rive gauche. Des mesures furent prises pour éviter la fracturation hydraulique du noyau lors de la mise en eau.

L'analyse dynamique fut faite à l'aide de la méthode de l'équivalent linéaire (Seed et al., 1975). Les paramètres dynamiques des sols furent déterminés par des essais de laboratoire complétés par des relations théoriques pour les valeurs des modules de cisaillement dynamique correspondant à de petites déformations de cisaillement ($10^{-4}\%$). L'expérience acquise lors de précédentes études dynamiques montra qu'il était pratiquement impossible de provo-

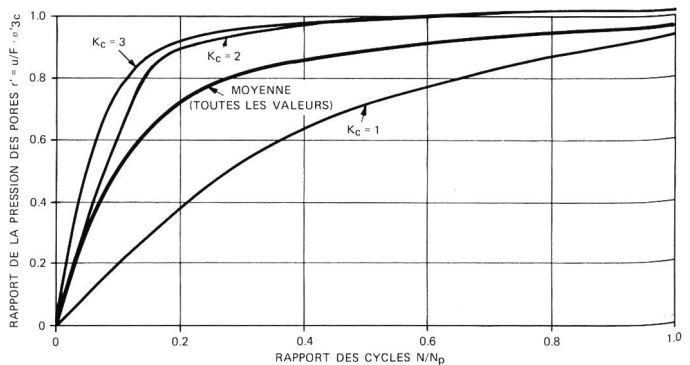


Figure 9. Pueblo Viejo: augmentation de la pression des pores en fonction du nombre de cycles (paramètres normalisés).

N = Nombre de cycles calculés

N_p = Nombre de cycles provoquant une augmentation max. de la pression des pores

U = augmentation de la pression des pores

$F \cdot c'3c$ = maximum théorique de la pression des pores

K_c = rapport des contraintes principales: $c_1/c'3c$

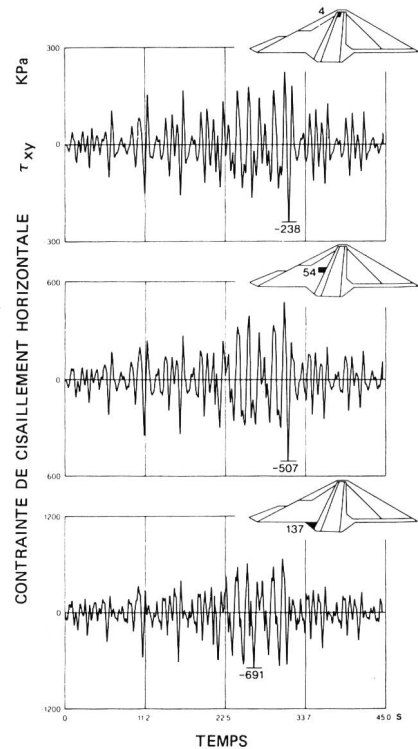


Figure 10. Pueblo Viejo: évolution de la contrainte de cisaillement horizontale induite, dans 3 éléments du réseau discret.

quer des phénomènes d'instabilité dynamique dus à l'augmentation de la pression des pores dans un matériau de noyau ayant des propriétés plastiques, et raisonnablement compacté.

Lors des essais dynamiques on observe une augmentation des déformations avec le nombre de cycles appliqués, sans remarquer de phénomène de liquéfaction à proprement parler.

Les matériaux d'enrochement convenablement compactés ne sont pas sujets, eux non plus, à des phénomènes de liquéfaction. Cependant, étant donné le niveau élevé des sollicitations dynamiques, il restait à contrôler l'augmentation de la pression des pores. Celle-ci ne devait pas provoquer une instabilité du corps d'appui saturé et les déformations provoquées par le tremblement de terre ne devaient pas conduire à un tassement inadmissible.

C'est pourquoi l'attention s'est portée avant tout sur le comportement dynamique des enrochements. Des essais triaxiaux dynamiques ont été conduits sur des échantillons de 150 mm de diamètre compactés à 95% et 100% de la densité optimale AASHO modifiée. La courbe granulométrique des enrochements était limitée à 25 mm.

Les essais montrèrent une rapide croissance de la pression des pores des échantillons testés dans des conditions non drainées, puis une stabilisation à un niveau bien inférieur à celui de la contrainte principale minimale pour les essais anisotropes. Cette caractéristique des échantillons consolidés anisotropiquement avait déjà été observée (voir *Finn et al., 1978*) mais l'explication physique n'avait jamais été fournie jusque-là (*Prater, 1980*). C'est pourquoi nous avons normalisé les courbes d'augmentation de la pression des pores non par rapport à la contrainte principale minimale mais par rapport à la contrainte théorique maximale: $F \cdot \sigma'_{3c}$ F étant fonction du coefficient de consolidation kc et de l'angle de frottement interne \varnothing :

$$F = \frac{1}{2} \cdot (kc + 1 - \frac{kc - 1}{\sin \varnothing})$$

La réponse dynamique calculée pour 3 éléments typiques de la section principale de la digue est donnée à la figure 10. Les résultats des calculs, associés à ceux des essais, permirent de calculer l'état de la pression des pores après le séisme critique d'une part, et les déformations permanentes qu'aurait subi chaque élément de la zone saturée s'il avait été soumis à un état de contraintes statiques et dynamiques similaires à ceux du calcul, sans tenir compte des conditions de continuité des déformations entre les éléments. Ces déformations, appelées parfois potentiel de déformation, ont été introduites comme déformations initiales dans le modèle statique non linéaire déjà utilisé, pour estimer les tassements dus au séisme. Ces déplacements des zones saturées de l'ouvrage ont été superposés aux déplace-

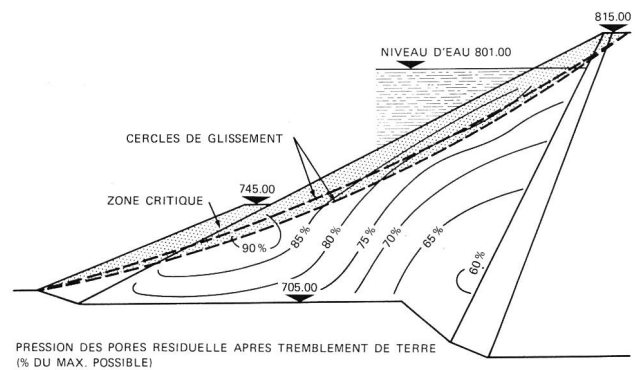


Figure 12. Pueblo Viejo: pression des pores induite par le séisme et surfaces critiques de glissement.

ments du corps d'appui aval, drainés, calculés à l'aide d'un modèle rigide plastique (*Newmark, 1965*). Le résultat est représenté à la figure 11. Le tassement du couronnement est d'environ 3 m ce qui, étant donné l'importance du séisme, est tout à fait acceptable, bien inférieur à la valeur de la revanche qui est de 14 m dans le cas normal.

Restait à contrôler la stabilité de la zone saturée sous l'effet de l'augmentation de la pression des pores générée par le séisme.

Sans rentrer dans les détails, disons qu'il est possible, par comparaison des essais et du calcul dynamique, d'obtenir une image de l'augmentation de la pression des pores après le tremblement de terre dans l'hypothèse défavorable d'un cisaillement non drainé sans variation de volume des zones saturées.

Or on sait aujourd'hui (*Poulos, 1981, Castro et al., 1985*) qu'un matériau surconsolidé est dilatant sous charge dynamique et ne peut développer une forte augmentation de la pression des pores. Cependant, si l'on admet que les conditions des essais représentent le comportement in-situ, la zone saturée subit une augmentation de la pression des pores.

L'augmentation, bien que limitée par l'état de contraintes anisotrope du massif d'appui, produit une diminution importante de la stabilité, calculée à l'aide de la méthode classique de *Bishop*. Le coefficient de sécurité est réduit à des valeurs proches de 1 (*Bossony et al., 1981*). Aussi comme mesure préventive, fut-il décidé de modifier le zonage de la digue en plaçant un drain cheminée contre le parement aval du batardeau amont, et augmenter le drainage de la recharge amont.

Une petite diminution de la pression des pores, due au drainage ou au gonflement produit par une déformation de cisaillement le long d'une surface critique de glissement, (figure 12) suffit pour obtenir un accroissement considérable du facteur de sécurité (1,32 contre 1,08 dans le cas extrême).

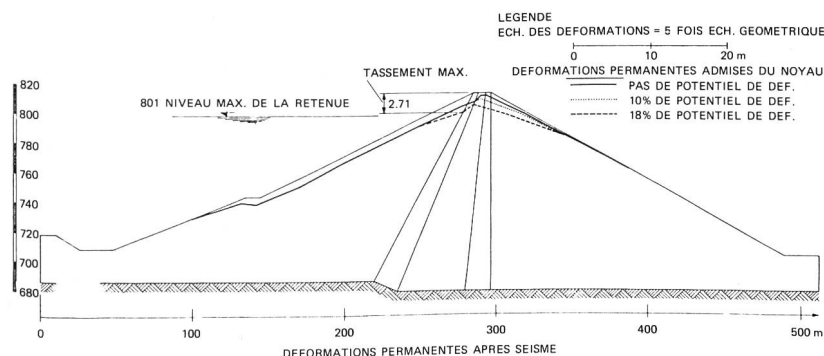


Figure 11. Pueblo Viejo: déformations permanentes après le séisme.



Figure 13. Paute Mazar: vue du site du barrage.

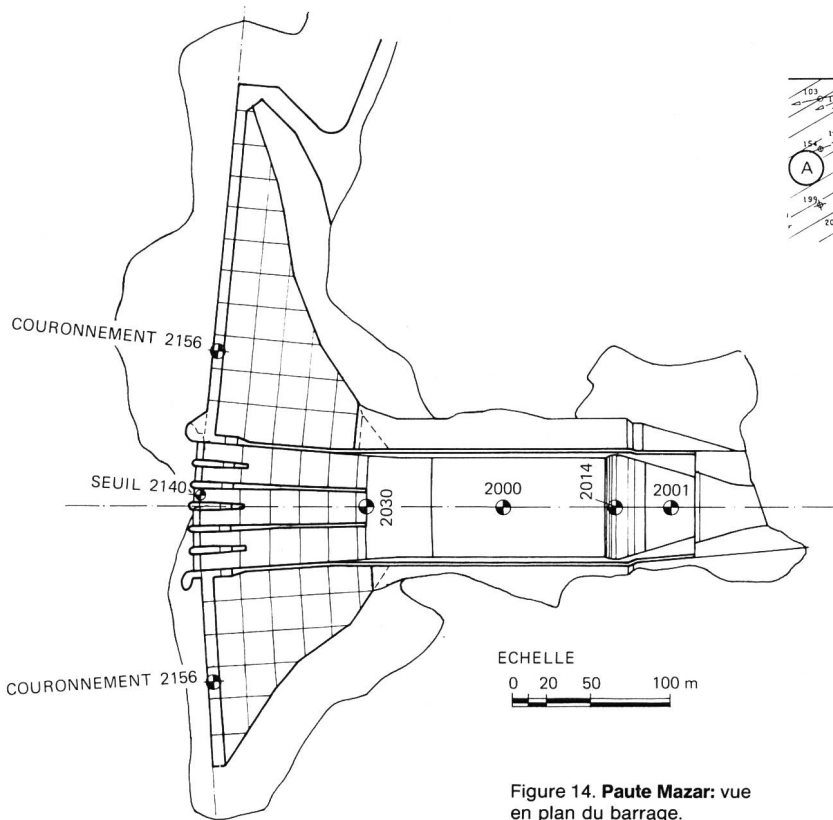


Figure 14. Paute Mazar: vue en plan du barrage.

L'analyse dynamique conduit ainsi à la modification des zones de l'ouvrage, à des prescriptions de sélection et de mise en place plus sévère pour certaines zones, et à l'introduction d'une revanche importante.

4. L'aménagement de Paute Mazar

La rivière Paute est située au sud-est de l'Equateur; elle constitue une partie du bassin versant de la rivière Santiago, affluent de l'Amazone. Paute Mazar représente la seconde étape d'un aménagement en 3 paliers dont la première étape, l'aménagement d'Amaluza, a été récemment mis en service (figure 13).

Le barrage d'Ingapata, un barrage poids de 165 m de hauteur situé à l'amont de la confluence des rivières Paute et Mazar, est le principal ouvrage de l'aménagement (figure 14).

Le type et la géométrie du barrage résultent des conditions géologiques et topographiques du site, de l'instabilité des rives du réservoir et d'une crue de projet de 6 200 m³/s que l'on ne pouvait évacuer que par-dessus l'ouvrage projeté.

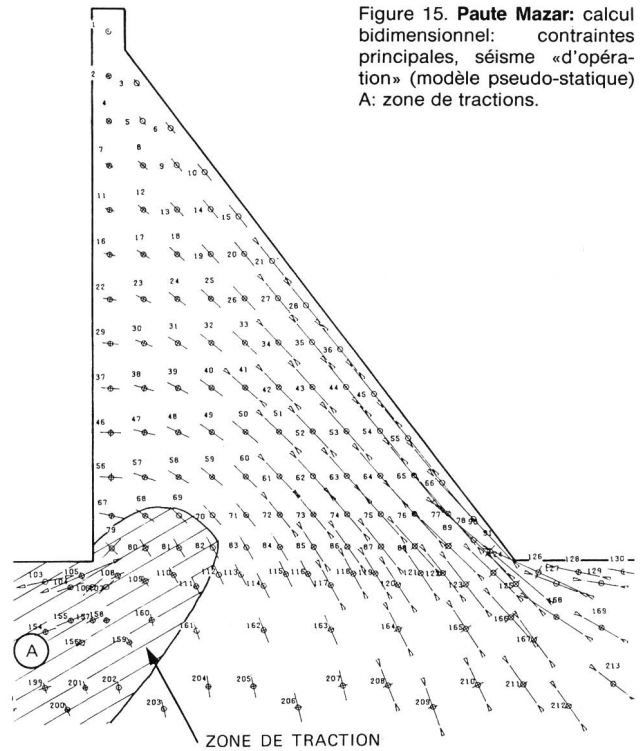
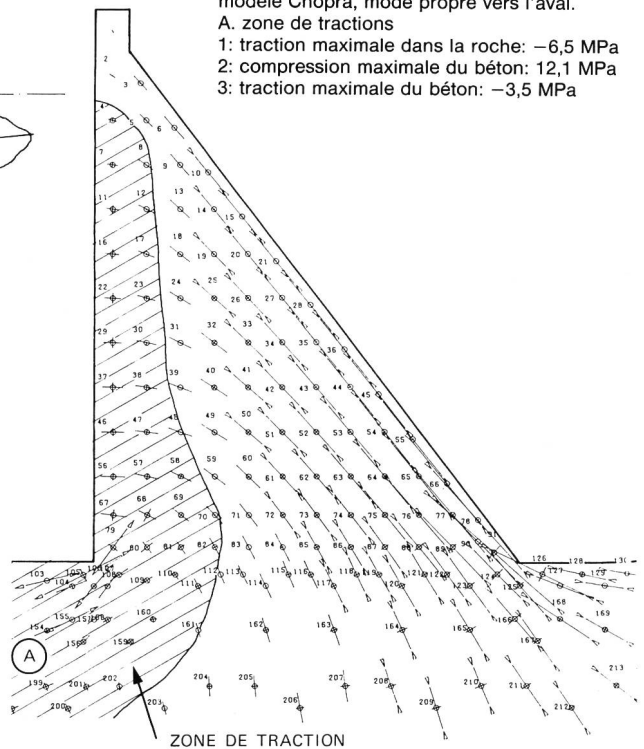


Figure 15. Paute Mazar: calcul bidimensionnel: contraintes principales, séisme «d'opération» (modèle pseudo-statique) A: zone de tractions.

Figure 16. Paute Mazar: calcul bidimensionnel: contraintes principales, séisme «d'opération», modèle Chopra, mode propre vers l'aval.

- A. zone de tractions
- 1: traction maximale dans la roche: -6,5 MPa
- 2: compression maximale du béton: 12,1 MPa
- 3: traction maximale du béton: -3,5 MPa



Le site du barrage se trouve dans une zone de sismicité moyenne. L'étude de risque fixa le plus grand séisme crédible au site avec une accélération de pic voisine de 0,3 g.

L'influence de certains paramètres structuraux sur la conception de l'ouvrage est discutée dans un article récent (Cepeda et al., 1985). En ce qui concerne l'analyse dynamique, qui seule nous intéresse ici, trois méthodes de calcul ont été comparées:

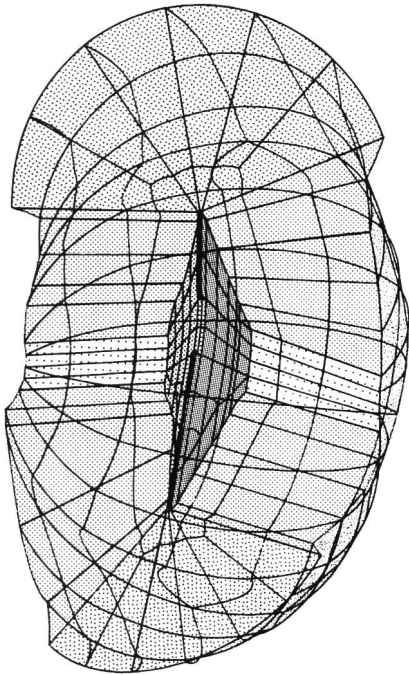


Figure 17. **Paute Mazar**: vue perspective du réseau 3-D sans les éléments du fluide.

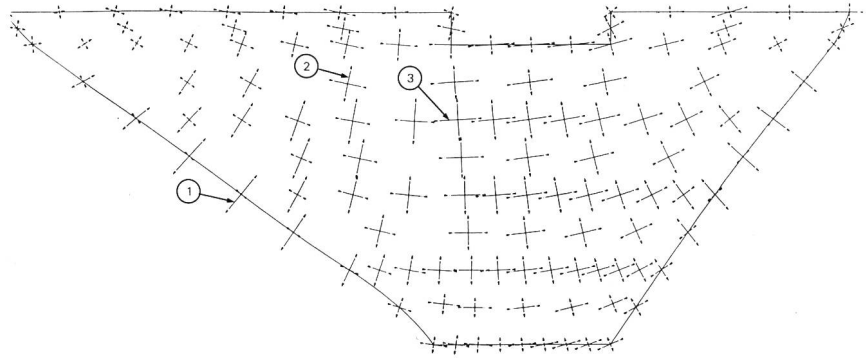


Figure 19. **Paute Mazar**: calcul tridimensionnel, parement amont, séisme «d'opération», modes propres vers l'aval.
 1: traction maximale au niveau des appuis: 4,8 MPa
 2: traction maximale sur le parement: 4,5 MPa
 3: compression maximale: 4,7 MPa

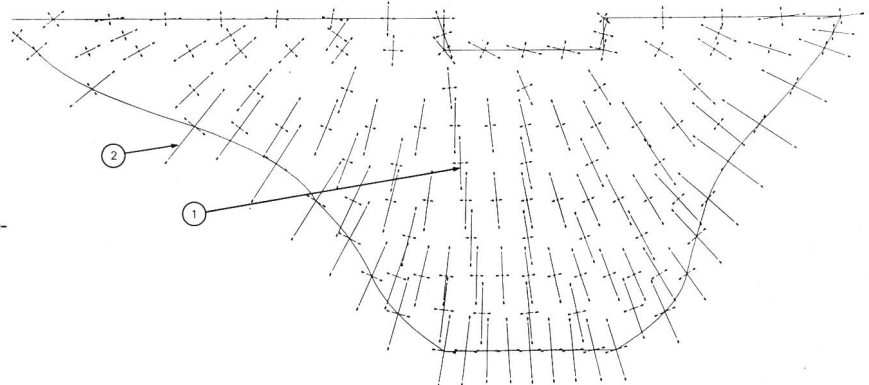


Figure 20. **Paute Mazar**: calcul tridimensionnel, parement aval, séisme «d'opération», modes propres vers l'aval.
 1: traction maximale: 0,6 MPa
 2: compression maximale: 10,6 MPa

A: zone de tractions
 1: compression maximum du béton: 7,9 MPa
 2: traction maximum du béton: -1,6 MPa

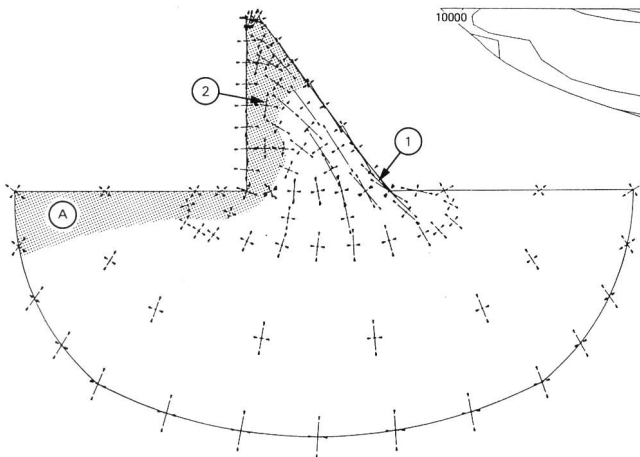


Figure 18. **Paute Mazar**: calcul tridimensionnel, section principale, séisme «d'opération» modes propres vers l'aval

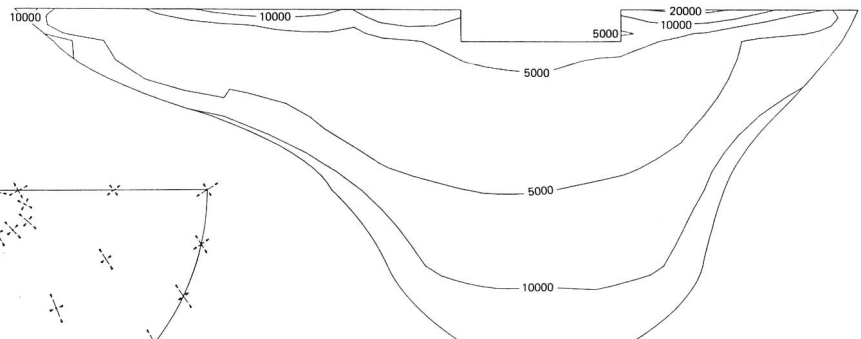


Figure 21. **Paute Mazar**: résistance requise du béton sur éprouvettes cubiques, cas de charge: hydrostatique avec drainage (résistance en kPa).

1) calcul pseudo-statique
 2) calcul dynamique bidimensionnel simplifié
 3) calcul dynamique tridimensionnel complet
 Comme cela a déjà été dit, la méthode classique intitulée «pseudo statique» ne tient compte ni des caractéristiques dynamiques du séisme, ni de celles de la structure. A titre de comparaison, les résultats de cette analyse, à l'aide de la méthode des éléments finis, sont donnés à la figure 15 pour le cas de charge séisme «d'opération» c'est à dire le plus fort séisme ayant des chances raisonnables de se produire pendant la vie de l'ouvrage). Une accélération de pic de 0,14 g fut prise en compte.

Le résultat montre une compression maximale de 10,6 MPa au pied aval (2) et une traction maximale de -1,9 MPa au pied amont (3). Dans le rocher cependant la traction maximale au pied du barrage est de l'ordre de -5,0 MPa (1), ce qui dépasse la résistance possible de n'importe quelle roche. L'apparition de fissures dans la zone tendue du rocher est par conséquent inévitable. Elles sont cependant difficiles à localiser car elles dépendront de diaclases et de zones de faiblesses préexistantes, impossibles à déterminer à l'avance. Cependant pour évaluer l'importance du changement des contraintes dans l'ouvrage si une telle fissure s'ouvre dans

le rocher, un second calcul fut conduit en admettant une fissure de 30 m au pied amont du barrage, dirigée perpendiculairement aux tractions principales calculées dans la première analyse. En conséquence les tractions dans le rocher furent très sérieusement réduites et disparurent presque complètement dans le béton.

Une analyse dynamique simplifiée (méthode de *Chopra* et *Chakrabarti*, 1973) donna les résultats représentés à la figure 16. Le calcul est fait pour la section principale avec l'hypothèse des déformations planes. On admet que la fondation du barrage est rigide et le mode fondamental de vibration est seul considéré.

Dans ce cas, il faut distinguer la direction du mode de vibration lors de la superposition des cas de charges. Le cas le plus défavorable, représenté ici, étant évidemment dans la direction aval. Le séisme envisagé était décrit par un spectre de réponse, fourni par l'étude de risque sismique.

Les contraintes de traction maximales dans le rocher augmentèrent de 30% (par rapport à la solution pseudo-statique), celles du béton de 14% en compression, mais de 84% en traction! Un second calcul, avec fissure identique à celle du modèle pseudo-statique au pied amont de l'ouvrage, diminua à nouveau de manière spectaculaire les contraintes de traction dans le rocher et le béton; au prix d'une légère augmentation des contraintes de compression.

Actuellement, l'approche la plus élaborée consiste en une analyse dynamique complète dans le temps ou le domaine des fréquences, idéalisant toute la structure, une partie importante de la fondation et du réservoir. La figure 17 représente le modèle discret de la structure complète, sans les éléments de fluide. Cette approche, bien que plus coûteuse en temps et moyens de calcul, est aussi limitée par certaines hypothèses restrictives telles que la linéarité des relations contrainte/déformation, la continuité des fondations et la rigidité des frontières.

Le modèle tridimensionnel présente évidemment un volume de résultats beaucoup plus élevé, que l'on ne peut raisonnablement analyser qu'à l'aide de programmes spéciaux de dépouillement. Il s'agit en effet, pour une analyse modale, de combiner les modes de vibration entre-eux dans les directions où ils peuvent agir. Pour chaque combinaison on obtient un état de contraintes tridimensionnel que l'on ne peut interpréter qu'à l'aide de représentation le long de surfaces privilégiées. Les figures suivantes représentent les contraintes maximales dans la section principale et sur les parements amont et aval (figures 18, 19 et 20).

Les contraintes maximales dans le béton et le rocher ne se situent plus dans la section principale, car la topographie de la vallée produit un effet d'arc, déchargeant la section principale au dépens des appuis latéraux de l'ouvrage. Grâce à ce calcul, il est possible de spécifier plus finement la qualité requise du béton et de définir des zones avec des résistances nécessaires différentes (figure 21). On peut ainsi économiser du ciment et éviter les problèmes délicats de refroidissement des bétons fortement dosés.

Le calcul montre que des contraintes de traction sont à attendre dans le rocher, dans la zone du voile d'étanchéité, lors d'un tremblement de terre important. Cela peut conduire à des fissures à travers ce voile. Si ces fissures ne mettent pas en danger la stabilité d'ensemble de l'ouvrage, l'instrumentation du barrage doit être conçue de telle façon qu'elles enregistrent l'augmentation éventuelle des sous-pressions dans cette région après un séisme, de manière à pouvoir prendre rapidement les décisions de réinjection qui s'imposent. L'effet voûte observé par le modèle tridimensionnel est important et il faut en tenir compte dans l'étude de la stabilité des fondations.

5. Conclusions

J'espère avoir montré, par ce rapide survol des méthodes de calcul dynamique appliquées aux barrages, le chemin parcouru depuis une dizaine d'années dans ce domaine. Bien que le problème de la résistance des barrages aux tremblements de terre soit rarement critique, nous sommes actuellement en mesure de reproduire qualitativement ces phénomènes. Cela permet, et permettra davantage encore à l'avenir, avec les développements actuellement en cours, d'améliorer la sécurité des ouvrages et d'abaisser le coût de cette sécurité par une compréhension plus fine des sollicitations dynamiques auxquelles ceux-ci sont soumis.

Références

- Balissat, M., Blanc, B., et Bossoney, C.* (1977)
Calcul Dynamique et Risque Sismique d'une Digue, Exemple d'Application
Session d'automne de la Soc. Suisse de Méc. des Sols et des Roches, Berne
- Balissat, M., Bossoney, C.* (1979)
Dynamic Behaviour of Three Rockfill Dams
Treizième Congrès des Grands Barrages, New Delhi, 1979
- Bossoney, C., Prater, E.G., Balissat, M., Studer, J., et Zingg, N.* (1981)
Earthquake Resistance of a Rockfill Dam
Int. Conf. on Recent Advances in Geotechn. Earth, Eng. and Soil Dynamics, St-Louis, Missouri
- Castro, G., Poulos, S., et Leathers, F. O.* (1985)
Re-examination of Slide of Lower San Fernando Dam
«ASCE, J. Geotech. Eng. Dir.» 111, Sept. 1985
- Cepeda, L., Salvador, J., Bossoney, C., et Dungan, R.* (1985)
Cracking Considerations in the Design Phase of the Paute-Mazar Dam Project
Quinzième Congrès des Grands Barrages, Lausanne
- Chopra, A. K., Chakrabarti, P.* (1973)
The Koyna earthquake and the damage to Koyna Dam
«Bull. Seis. Soc. Am.» vol. 63, No. 2, 1973
- Deinum, P., Dungan, R., Ellis, B., Jeary, A., Reed, G. et Severn, T.* (1982)
Vibration tests on Emosson Arch Dam, Switzerland
«Earthq. Eng. and Struct. Dynamics» vol. 10
- Dungan R.* (1980)
Aseismic design considerations for a large arch dam
Conf. of Design of Dams to Resist Earthquake, ICE, London
- Finn, W. D., Liam, L. K., Maartman, G.H., et Lo, R.* (1978)
Cyclic Pore Pressures under Anisotropic Conditions
Conf. on Earthq. Eng. and Struct. Dynam., Pasadena, juin 1978, page 457-471
- Newmark, N. M.* (1965)
Earthquake Effects on Dams and Embankments
«Geotechnique» 15, juin 1965
- Poulos, S.* (1981)
The steady state of deformation
«ASCE, J. of Geotech. Eng. Dir.» 107, (GT5), 1981
- Prater, E. G.* (1980)
Cyclic Shear Resistance of Noncohesive Soils
«ASCE, J. Geotechn. Eng. Dir.» 106 (GT1), 1980
- Sägesser, R., Mayer-Rosa, D.* (1978)
Erdbebengefährdung in der Schweiz
«Schw. Bauzeitung» 16 février 1978
- Seed, H. B., Lee, K. L., Idriss, I. M., et Makdisi, F. I.* (1975)
The Slides in the San Fernando Dams during the Earthquake of February 9, 1971
«ASCE, J. Geotech. Eng. Div.» 101 (GT7), 1975
- Vogel, A.* (1981)
Diskussionsbeitrag zum Aufsatz R. Widmann: Erdbebenprobleme bei Bogenstaumauern
«Wasserwirtschaft» 71, Heft 6
- Wong, K.S., et Duncan, J.M.* (1974)
Hyperbolic Stress-Strain Parameters for Non-Linear
Finite Element Analyses of Stresses and Movements in Soil Masses
Report No. TE 74-3, Dept. of Civil Eng., Uni. of California, Berkeley
- Adresse de l'auteur: *Claude Bossoney*, Dr sc.techn., ingénieur principal, Motor-Columbus Ingénieurs-Conseils SA, CH-5401 Baden.
- Conférence lors du Symposium sur les tremblements de terre, Brigue, Suisse, avril 1986.