

**Zeitschrift:** Wasser Energie Luft = Eau énergie air = Acqua energia aria  
**Herausgeber:** Schweizerischer Wasserwirtschaftsverband  
**Band:** 74 (1982)  
**Heft:** 3

**Artikel:** Calculs statiques = Static calculations  
**Autor:** Amberg, Walter / Lombardi, Giovanni  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-954762>

#### **Nutzungsbedingungen**

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

#### **Conditions d'utilisation**

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

#### **Terms of use**

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

**Download PDF:** 20.02.2026

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

que la détermination du module d'élasticité sur carottes avec fissures injectées ont donné des valeurs, qui sont supérieures ou bien égales aux valeurs obtenues lors des essais de référence.

Les valeurs de résistance des essais effectués en mars 1981 représentent les résultats des travaux d'injection des fissures à grande échelle en été et en automne 1980 à Zeuzier compte tenu des conditions locales (température et autres conditions météorologiques, humidité à l'intérieur du barrage, etc.). Ce sont des valeurs moyennes en différents endroits du barrage.

Tous les essais exécutés au laboratoire ont montré une très bonne adhérence de la résine au béton. Avec la méthode et avec le procédé choisis pour les travaux de réparation du barrage, un parfait remplissage des fissures est possible. Les carottes extraites montrent un parfait colmatage des fissures même très fines.

Adresse de l'auteur: Anton R. Berchten, Ingénieur civil EPFZ, Suiselectra, Ingénieurs-Conseils SA, Malzgasse 32, CH-4010 Bâle (Suisse).

## VI. Calculs statiques

Walter Amberg et Giovanni Lombardi

Une des conditions essentielles à remplir avant d'entreprendre les travaux de réparation du barrage est la démonstration par le calcul de la réparabilité de l'ouvrage dans le respect des conditions de sécurité. Il s'agit donc d'apporter la preuve que du point de vue statique une exploitation future du barrage après réparation est possible sans provoquer des contraintes excessives dans le béton. Trois études ont été parallèlement menées à bien dans le but d'une plus grande sécurité. Deux d'entre elles ont été réalisées pour le compte de Lienne SA (propriétaire de l'ouvrage) par Monsieur le Dr Gicot (expert de la société) et par Suiselectra SA (SEI). La troisième a été faite par le bureau du Dr Lombardi (expert fédéral). Elle comprend:

a) la détermination des contraintes et des déformations

Based on the test results (table 2) it can be concluded that the quality of the concrete is excellent. The tests performed on samples with repaired cracks showed tensile and compressive strength values and a modulus of elasticity higher or equal to the initial reference tests.

The results of the tests conducted in March 1981 (Table 2, test 3) indicate the strength of concrete containing cracks repaired in actual site and construction conditions (that is temperature and other meteorological influences, humidity inside the dam etc.) on samples extracted from various locations of the dam.

All tests performed in the laboratories demonstrated the perfect bond between the epoxide resin injected and the concrete of the cracks. If the procedures selected for repairing of the dam are followed, complete sealing of the cracks is possible. The core samples extracted show a perfect injection of even very small cracks.

Address of author: Anton R. Berchten, Civil Engineer, M.S. ETHZ, Suiselectra Consulting Engineers, Malzgasse 32, CH-4032 Basel (Switzerland).

## VI. Static Calculations

Walter Amberg and Giovanni Lombardi

One of the basic conditions to start repairing the dam structure is to prove, through calculations, its reparability with respect to the security conditions. A future dam exploitation after its repair must be possible without excessive stresses in the concrete.

Three studies have been carried out contemporary with the aim of larger security. The first two were realized for Lienne SA by Dr. Gicot (expert of this Society) and by Suiselectra SA (SEI). The third one is done by Dr. Lombardi (Federal Expert) and is composed of:

a) a determination of the intact structure stresses and deformations (normal operation before any cracking) (to be superposed afterwards to the results concerning the present state)

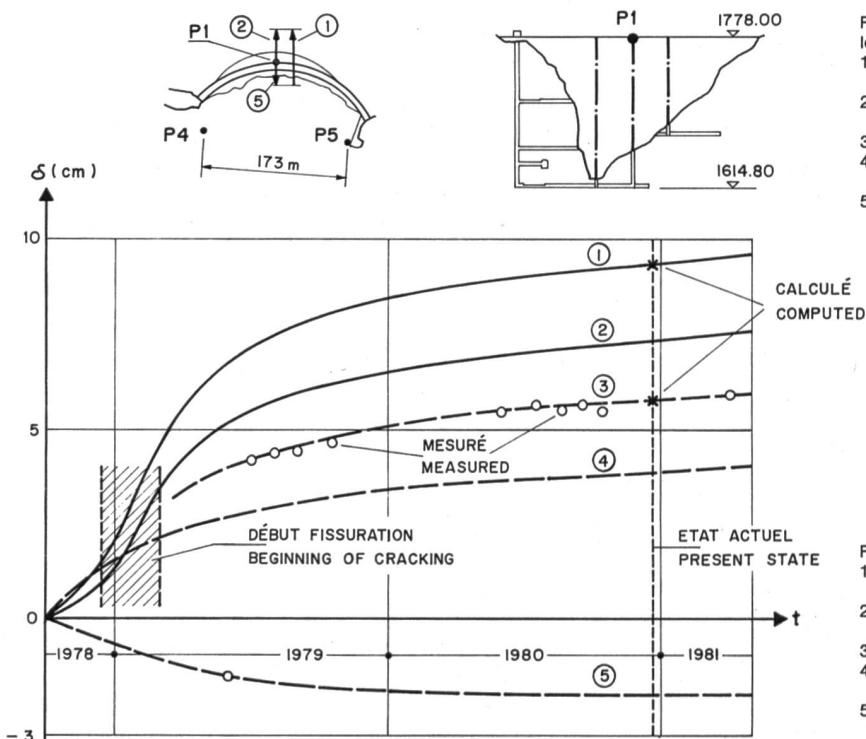


Figure 1. Evolution des déformations exceptionnelles.  
 1 Déplacement de P1 causé par le tassement de la gorge de Zeuzier  
 2 Déplacement radial mesuré de P1 (moyenne des lectures des pendules)  
 3 Diminution de la distance P4-P5  
 4 Déplacement radial calculé de P1 (modèle non fissuré)  
 5 Déplacement de P1 suite à la rotation vers l'aval de l'ensemble du site

Figure 1. Evolution of exceptional deformations.  
 1 Displacement of P1 caused by underground settlement  
 2 Measured radial displacement of P1 (mean value of measurements)  
 3 Diminution of distance P4-P5  
 4 Computed radial displacement of P1 (dam without cracks)  
 5 Displacement of P1 caused by tilting of the dam site in direction of the valley

de l'ouvrage intact (exploitation normale avant fissuration) (résultats destinés à être superposés à ceux provenant de l'état actuel fissuré)

- b) la détermination de l'état actuel des sollicitations et
- c) l'analyse de comportement du barrage lors de la remise en eau et de l'exploitation future après réparation (superposition de a) et b))
- d) diverses comparaisons des résultats avec ceux des deux premières études.

Les trois calculs ont été réalisés de manière tout à fait indépendante en utilisant parfois des méthodes différentes.

### 1. Description des divers calculs entrepris

Les calculs statiques originaux du barrage de Zeuzier ont été effectués en 1954 par le Dr h. c. H. Gicot par la méthode «arcs-murs» avec compensation radiale des déformations aux points d'intersection des arcs et des consoles.

En raison de la fissuration constatée, le barrage ne se comporte plus comme le corps monolithique et élastique qui pouvait être mis à la base des calculs initiaux. Un nouveau calcul statique est alors rendu nécessaire, qui considère d'abord l'ouvrage fissuré soumis uniquement à son poids propre (lac vide); c'est l'état de contraintes régnant actuellement à l'intérieur de l'ouvrage.

Les phases de remise en eau et d'exploitation future de la retenue peuvent être prise en compte par une superposition de l'état de contraintes actuel mentionné ci-dessus et de ceux correspondant aux divers cas de charges pouvant agir sur l'ouvrage réparé, et calculés avec la géométrie originale. Comme il est prévu de réparer le barrage en remplaçant les fissures avec une résine epoxy, les contraintes de l'état actuel resteront pour ainsi dire figées dans l'ouvrage et, pour autant qu'il n'y ait pas de nouvelles fissures, se superposeront aux contraintes futures.

Dans une première phase, MM. le Dr H. Gicot et O. Gicot ont évalué en 1979/80 l'état de contraintes actuel par la méthode employée dans les calculs originaux de 1954, en assimilant les déformations anormales de l'ouvrage à une augmentation adéquate de température. L'effet de la fissuration est introduite, non par une modification de la géométrie du barrage, mais par une variation des rigidités relatives des arcs et des consoles.

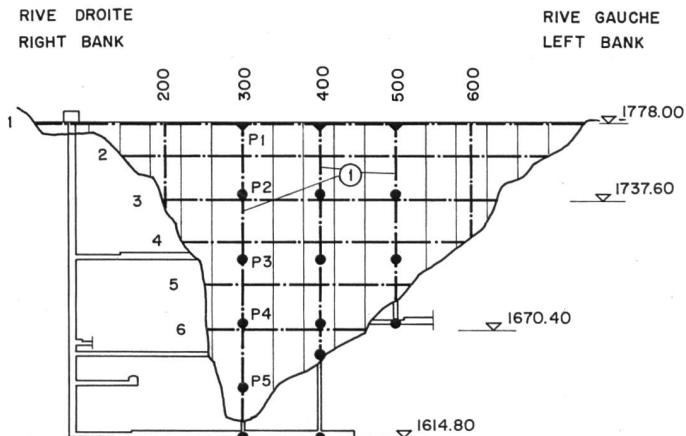


Figure 2. Barrage de Zeuzier – coupe en long déroulée.

1 Pendules (P1-P5: points d'observation)  
Système statique  
1-6: Arches  
200-600: Consoles

Figure 2. Zeuzier dam–longitudinal section.

1 Pendula (P1-P5: observed points)  
Static system  
1-6: Arches  
200-600: Consoles

- b) a determination of the present state of stresses
- c) an analysis of the dam behaviour under re-impounding and further normal operation after its repair (superposition of a) and b))
- d) various comparisons of results from the three above studies.

The three calculations are executed in a totally independent way, using sometimes different methods.

### 1. Review of Different Attempted Calculations

The original static calculations of Zeuzier's dam had been carried out in 1954 by Dr. h. c. H. Gicot, using the arch-cantilever method with radial compensation of deformations at the intersection points of arches and cantilevers.

In consideration of the known cracks, the arched dam does not behave any more as a monolithic and elastic body, which had been assumed for the original calculations. A new static calculation became necessary. It first takes into account the cracked structure submitted only to its dead weight (empty storage), corresponding to the state of stress existing presently in the structure.

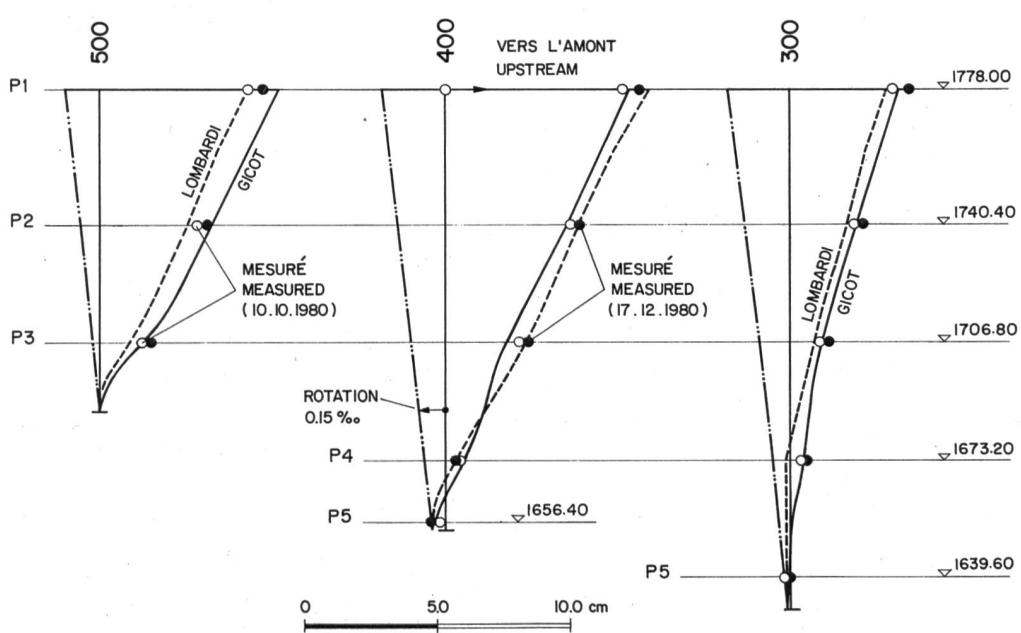


Figure 3. Barrage à l'état actuel fissuré. Confrontation des déplacements mesurés et calculés.

Figure 3. Dam under present condition (cracked structure). Comparison of measured and computed displacements.

Utilisant la même méthode de base (arcs-murs) mais avec compensation radiale et tangentielle des déformations et prise en compte de l'influence de la torsion, le bureau du Dr G. Lombardi a également procédé à un calcul de l'état de contraintes actuel (lac vide). La fissuration est introduite dans la géométrie même de l'ouvrage par la prise en compte de zones inactives, déterminées par une procédure itérative.

Le calcul de l'ouvrage après réparation (remise en eau et exploitation normale) a été effectué parallèlement par Suiselectra et par le bureau Lombardi. Alors que ce dernier analyse le barrage en utilisant le modèle «arcs-murs» avec les compléments mentionnés ci-dessus, Suiselectra effectue une étude du barrage et de la zone de fondation voisine par la méthode des éléments finis élastiques. Les états de sollicitations futurs déterminés par Suiselectra sont obtenus par superposition des contraintes et des déformations provenant de l'analyse par éléments finis sur l'ouvrage réparé et de l'état de sollicitation actuel provenant du calcul du bureau Lombardi.

## 2. Hypothèses généralement adoptées

### 2.1 Etat actuel

La détermination de l'état actuel de déformation est basée sur la lecture des pendules, les mesures géodésiques effectuées régulièrement sur l'ouvrage et le relevé des fissures dans le corps du barrage (figure 1).

L'interprétation des mesures de déformation donne un certain nombre d'indications sur les déplacements absolus à prendre en compte aux appuis du barrage. Ces derniers constituent les conditions aux limites auxquelles l'ouvrage est actuellement soumis.

Dans son calcul des sollicitations actuelles, le Dr Gicot part de l'état de déformation de l'ouvrage pour aboutir analytiquement aux mouvements des appuis pouvant le provoquer. Ceux-ci étant déterminés, l'état des contraintes

The phases of storage refilling and future operation can be considered by superposition of the present state mentioned above and those corresponding to different loading cases which might occur on the repaired dam, computed with the original geometry. As one might be tempted to repair the dam by filling the cracks with an epoxy resin, it should be kept in mind that the stresses of the present state will remain, so to speak, frozen in the structure and, as far as no new cracks appear, will be superposed to the future stresses.

In the first step, Dr. H. Gicot and O. Gicot evaluated in 1979/1980 the present state of stresses by the method used in the original calculations (1954), comparing the abnormal deformations to an appropriate increase of temperature. The cracking effect is introduced by modification of the arches and cantilevers relative rigidity, instead of modifying the dam geometry.

Using the same basic method (arch-cantilever) with radial and tangential adjustment as well as consideration of torsional stiffness, Dr. Lombardi's staff Engineers also performed a computation of the present state of stress (empty storage). The cracking is introduced into the structure geometry itself by definition of passive zones, determined by an iterative process.

The calculations concerning the structure after the repair works (refilling and normal operation) have been accomplished contemporary by Suiselectra Engineering and Dr. Lombardi's staff Engineers. While the last-mentioned analyses the dam using the "arch-cantilever" model with the above mentioned additional features, Suiselectra submits a study of the dam and neighbouring foundation zone by the finite-element method on elastic assumptions. The future state of stress determined by Suiselectra is obtained by superposition of those resulting from the repaired structure finite-element study and the actual state of stresses obtained by Dr. Lombardi's calculations.

## 2. Hypotheses Generally Adopted

### 2.1 Present state

The determination of the present state of deformation is based on pendula displacement measurements, geodetic survey evenly carried out on the structure, and cracks survey in the body of the dam (figure 1).

The interpretation of those deformation measurements gives a certain number of indications on the absolute displacements to be taken into account at the dam bearings. Those last-mentioned establish the final conditions to which the structure is presently submitted.

In his computation of present stresses, Dr. Gicot started from the structure state of deformation to find analytically the movements of the abutments which might have caused it. Once those movements are determinated, the state of stress is obtained by using the original cross sections (without cracking) but with a decrease in the structure global stiffness.

The calculations of Dr. Lombardi's staff, while using the same arch-cantilever method (figure 2), start from the observed displacements of the abutments and tend to reproduce a dam body state of deformation close to the measured one. This objective is reached by modifying the depth of the cracks step by step (reduction of resisting sections). This means creating passive zones (arches and cantilevers).

The good correspondence between the measured and calculated displacements (figures 3 and 4), is not by itself the guarantee of a good solution. The resulting state of

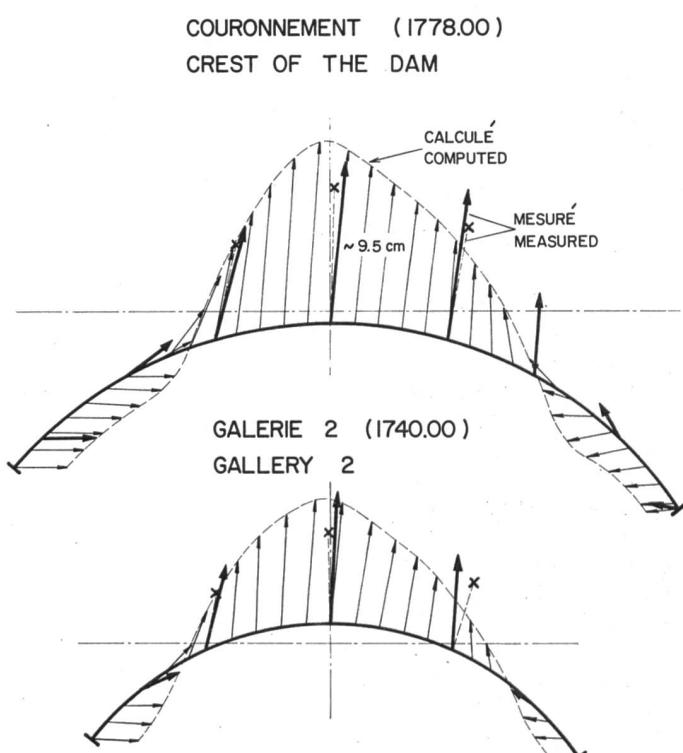


Figure 4. Barrage à l'état actuel fissuré. Déplacements mesurés et calculés.

Figure 4. Dam under present condition (cracked structure). Measured and computed displacements.

Figure 5. Barrage à l'état actuel fissuré. Contraintes dans les arcs (kg/cm<sup>2</sup>) (négatif: traction)

Figure 5. Dam under present condition (cracked structure). Stresses in the arches (kg/cm<sup>2</sup>) (negative: tension)

SECTION	ARC 4 / ARCH 4		
	AVAL DOWNSTREAM	POINT INTERIEUR INTERNAL POINT	AMONT UPSTREAM
1	0.	0.	-10.0
2	0.	-10.0	21.8
3	0.9	-	73.2
4	11.8	-	7.1
5	120.8	-10.0	-5.3
6	12.7	-	0.
7	3.4	-	-4.5
8	0.	0.	79.0

SECTION	ARC 5 / ARCH 5		
	AVAL DOWNSTREAM	POINT INTERIEUR INTERNAL POINT	AMONT UPSTREAM
1	0.	0.	-10.0
2	4.9	-	131.0
3	45.7	-	28.3
4	147.7	-14.4	-13.4
5	60.9	-	0.
6	12.6	-	-10.0
7	0.	0.	22.3
8	-	-14.7	142.5

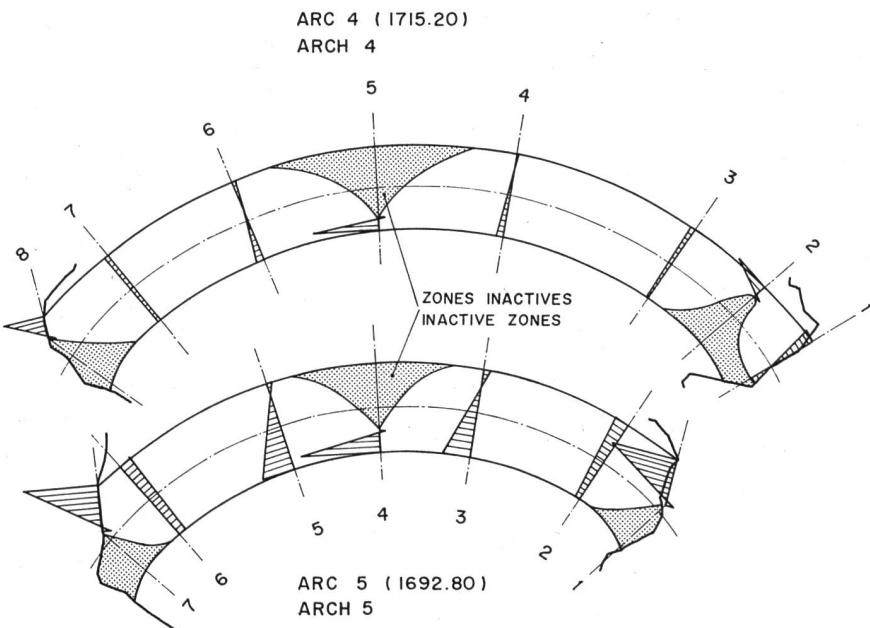


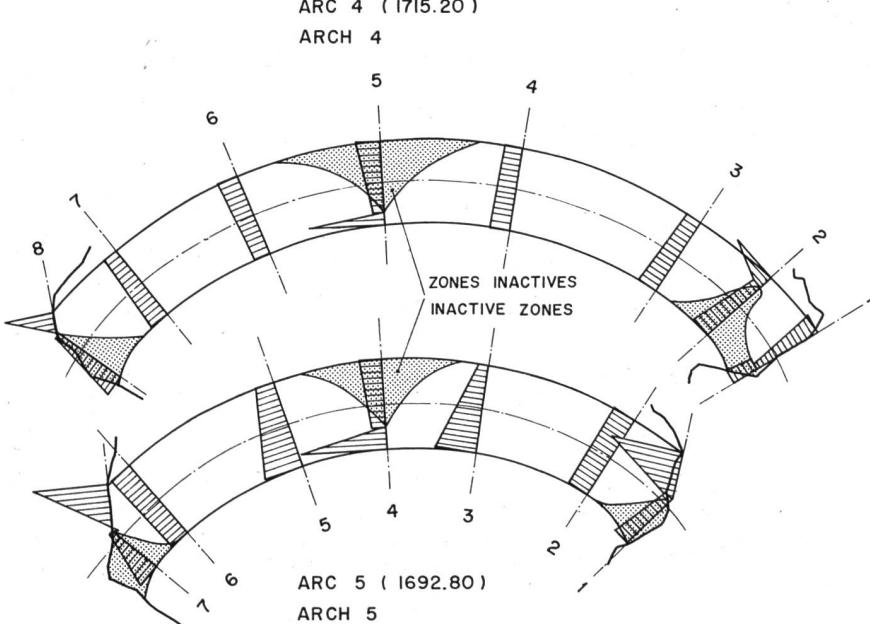
Figure 6. Barrage réparé. Cas de charge no 63.

– Poids propre  
– Déformation des assises, état en décembre 1980  
+20% déformation supplémentaire  
– Poussée totale des eaux (1777.00)  
Contraintes dans les arcs (kg/cm<sup>2</sup>) (négatif: traction)

Figure 6. Repaired dam. Loading case no. 63.  
– Deadweight  
– Displacement of the abutments, situation in December 1980 +20% additional deformation  
– Total water pressure (1777.00)  
Stresses in the arches (kg/cm<sup>2</sup>) (negative: tension)

SECTION	ARC 4 / ARCH 4		
	AVAL DOWNSTREAM	POINT INTERIEUR INTERNAL POINT	AMONT UPSTREAM
1	28.0	21.9	11.9
2	87.7	19.0	9.0
3	34.7	-	89.9
4	87.2	-	30.9
5	139.4	10.5	20.5
6	30.6	-	43.4
7	37.0	-	37.4
8	39.2	10.6	0.6
			88.0

SECTION	ARC 5 / ARCH 5		
	AVAL DOWNSTREAM	POINT INTERIEUR INTERNAL POINT	AMONT UPSTREAM
1	50.1	17.5	7.5
2	40.2	-	143.4
3	72.2	-	44.8
4	164.5	8.7	19.5
5	13.5	-	41.4
6	41.3	-	35.7
7	44.6	10.9	46.8
8	-	-3.9	146.0



CAS.	POUSSEE DES EAUX				POIDS PROPRE	DETA TEMP	DEFORM. ASSISES	SECOUSSA SISMIQUE
	WATER PRESSURE							
NO/NE	1680.00	1720.00	1750.00	1765.00	1777.00	2.45T/M3	10 DEG.C.	*1*
50						1.		0.1*G
51	1.					1.		
52		1.				1.		
53			1.			1.		
54				1.		1.		
55					1.	1.		
56	1.					1.		
57	1.					1.		
58		1.				1.	-1.5	
59			1.			1.		
60				1.		1.		
61					1.	1.		
62						1.		
63						1.		
64						1.		

Tableau 1. Définition des cas de charge – Barrage fissuré et barrage réparé.

Table 1. Definition of loading cases – Dam under present condition and repaired dam.

\*1\* : DEFORMATION DES ASSISES OBSERVEES (DECEMBRE 1980)  
\*1\* : OBSERVED ABUTMENT DEFORMATIONS (DECEMBER 1980)

est obtenu en utilisant les sections résistantes originales (sans fissuration) mais avec une diminution de la rigidité générale de l'ouvrage.

Les calculs du bureau Lombardi, tout en utilisant également la méthode des arcs-murs (figure 2), se basent sur les déformations des appuis constatées et cherchent à reproduire un état de déformation du corps du barrage proche de celui mesuré en jouant sur la profondeur de la fissuration relevée en surface (diminution des sections résistantes), c'est-à-dire en déterminant les zones (voûtes et consoles) actives.

La bonne correspondance des déformations mesurées et calculées (figures 3 et 4) ne garantit pas à elle seule l'exactitude de la solution. L'état de contraintes trouvé (figure 5) doit présenter des tensions correspondant à une amorce de fissuration au bord des zones inactives choisies. Par itérations successives, le respect de ces diverses conditions permet de définir un état de sollicitation fort voisin de la réalité.

## 2.2 Etats futurs

La détermination des cas de charges futurs (Suiselectra, SEI, et Lombardi) se base sur les conditions normales d'exploitation. Il en résulte un certain nombre de cas de charge déterminants déjà adoptés par le Dr Gicot dans ses calculs de 1954 (tableau 1 et figure 6).

A ces cas de charge vient s'ajouter une déformation des assises correspondant à 20% des déformations exceptionnelles enregistrées jusqu'au mois de décembre 1980. Cette valeur tient compte d'une part de 10% de déformation résiduelle jusqu'à stabilisation totale du mouvement, et d'autre part de 10% de déformation géométriquement semblable, qui pourrait être causée par un tassement du sous-sol lors de la remise en eau du barrage.

Ces hypothèses ne tiennent pas compte d'une quelconque influence extérieure pouvant réactiver le phénomène, car il ne s'agit pas d'événements actuellement prévisibles. Dans un tel cas il faudrait compléter l'étude.

## 3. Conclusions des calculs statiques

Les divers calculs ayant trait à l'état de contraintes actuel du barrage offrent l'image d'un ouvrage fortement sollicité par rapport à l'état initial (ouvrage intact soumis à son poids propre). Les considérations suivantes parlent néanmoins en faveur de la réparabilité de l'ouvrage:

stresses (figure 5) must show tensions corresponding to the beginning of a crack at the dead zone limits. The iterative process, respecting both conditions, allows us to define a state of stresses close to the actual one.

## 2.2 Future states

The determination of future loading cases (Suiselectra, SEI, and Lombardi) is based on normal conditions of operation. The result is a certain number of unit loading cases already adopted by Dr. Gicot for his calculations in 1954 (table 1, figure 6).

Added to those loading cases is a displacement of the abutments corresponding to 20% of the exceptional deformation recorded until December 1980. This value consists of 10% of additional deformations (up to process total stabilization) and 10% of geometrically similar deformations, which might be caused by an underground settlement at the time of reservoir refilling.

These hypotheses do not consider any external unforeseen influence, which actually could reactivate the settlements. In such a case, new studies will be necessary.

## 3. Conclusions of the Static Calculations

The various calculations regarding the present state of stress give an image of a strongly loaded structure in relation to the initial state (intact dam submitted to its dead weight). The following considerations speak, nevertheless, in favor of the dam repairability:

- the excellent concrete quality
- the zones submitted to the highest stresses (compression) are very confined. A possible local plastification would not endanger the structure integrity, rather it would reduce the stress peaks
- the loading cases related to the future states (refilling and operation) act on a compressive stress reduction in the most critical cantilever sections
- the sealing of cracks, the quality of which has been proved, would allow the dam to function again as a structurally monolithic body.

The three studies, respectively presented by Gicot, SEI and Lombardi set out foreseeable divergences, while different ways and means have been used by the authors (figure 7). Nevertheless, they all agree on main points, allowing to conclude that the dam is repairable, considering the remarks mentioned above. The repair must obviously be

Figure 7. Barrage à l'état non fissuré.

Contraintes verticales dans les consoles (kg/cm<sup>2</sup>) sous la poussée totale des eaux (1777.00).

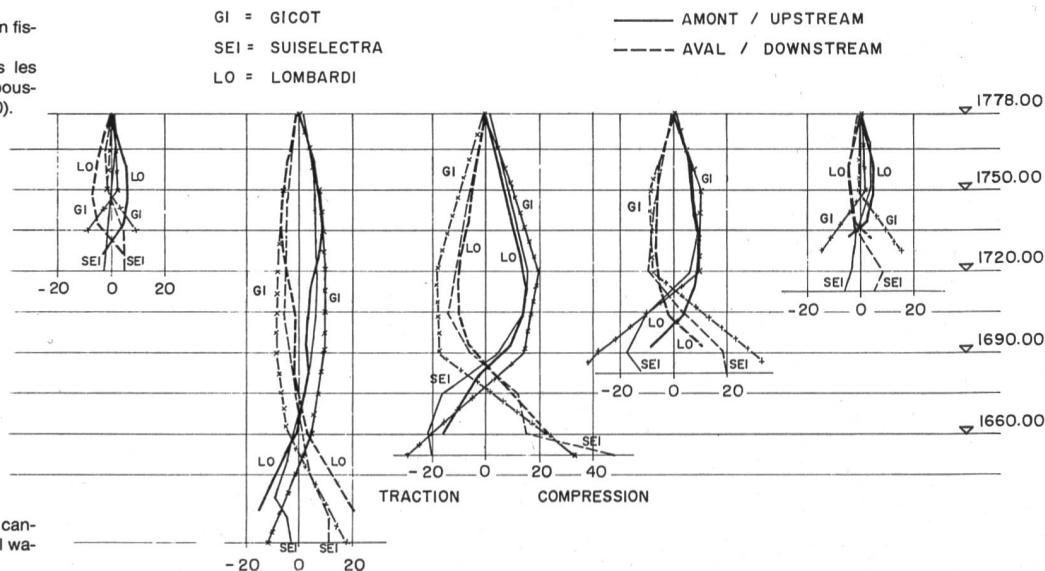


Figure 7. Uncracked dam.

Vertical stresses in the cantilevers (kg/cm<sup>2</sup>) under total water pressure (1777.00).

- l'excellente qualité du béton
- les zones soumises aux contraintes les plus élevées (compression) sont très localisées. Une éventuelle plastification ou même fissuration locale ne mettrait pas en danger l'intégrité de l'ouvrage, mais tendrait à diminuer les pointes de sollicitation
- les cas de charges relatifs aux états futurs (remise en eau et exploitation) agissent dans le sens d'un soulagement des contraintes de compression dans les sections des consoles les plus sollicitées
- le colmatage des fissures, dont la qualité a été prouvée, permet au barrage de travailler à nouveau comme corps monolithique.

Les trois calculs effectués (Gicot, SEI, Lombardi) présentent certaines divergences prévisibles vu les différents cheminements utilisés (figure 7). Ils s'accordent néanmoins sur les points essentiels permettant de conclure à une réparation possible de l'ouvrage, compte tenu des remarques faites ci-dessus et à condition que la réparation soit faite selon les règles de l'art conformément à la méthode mise au point lors des essais d'injection des fissures (article V).

#### 4. Comportement du barrage dans l'hypothèse d'une réactivation des tassements

Les calculs statiques ont démontré que l'ouvrage peut être réparé dans le respect des conditions de sécurité si toutefois les déformations supplémentaires des assises ne dépassent pas la limite de 20% du mouvement enregistré jusqu'au mois de décembre 1980.

En supposant que le phénomène se réactive sous une quelconque influence extérieure, la question se poserait de savoir dans quelle mesure les conditions de stabilité du barrage se détérioreraient. Pour répondre à cette question, au moins qualitativement, nous avons entrepris une étude simplifiée du comportement du barrage.

##### 4.1 Etat actuel

Le point de départ de nos considérations est l'ouvrage fissuré à l'état actuel (lac vide). Comme on le voit dans la figure 4 de l'article I, l'état actuel du corps du barrage est caractérisé (à part diverses fissures localisées de moindre importance) par la présence sur le parement aval d'un système de fissures le long des deux rives, descendant jusqu'à la côte 1670 m environ où il traverse le parement horizontalement. Sur le parement amont par contre, on note l'ouverture du joint central depuis le couronnement jusqu'à la même côte environ.

Une bonne connaissance de l'état de fissuration à l'intérieur du corps du barrage a été fournie par les travaux de reconnaissance exécutés durant la période d'été 1980 (figure 8).

En examinant cette figure, on constate la présence d'un affaiblissement important qui intéresse le mur sur toute sa largeur dans une tranche horizontale située entre les galeries de contrôle VI et VII. Il est important de noter qu'au niveau 1670 environ, une grande partie du poids propre du mur, représentant à peu près 280 000 t, est supportée actuellement par une section réduite à 1/3 de sa surface initiale. Les contraintes ne sont évidemment pas distribuées uniformément sur la surface active, mais présentent une forte concentration le long du bord amont.

##### 4.2 Etude du comportement local d'une console médiane

Nous avons simulé le déroulement du phénomène sur une console de la partie centrale du mur. Les mouvements exceptionnels ont provoqué une augmentation de la poussée

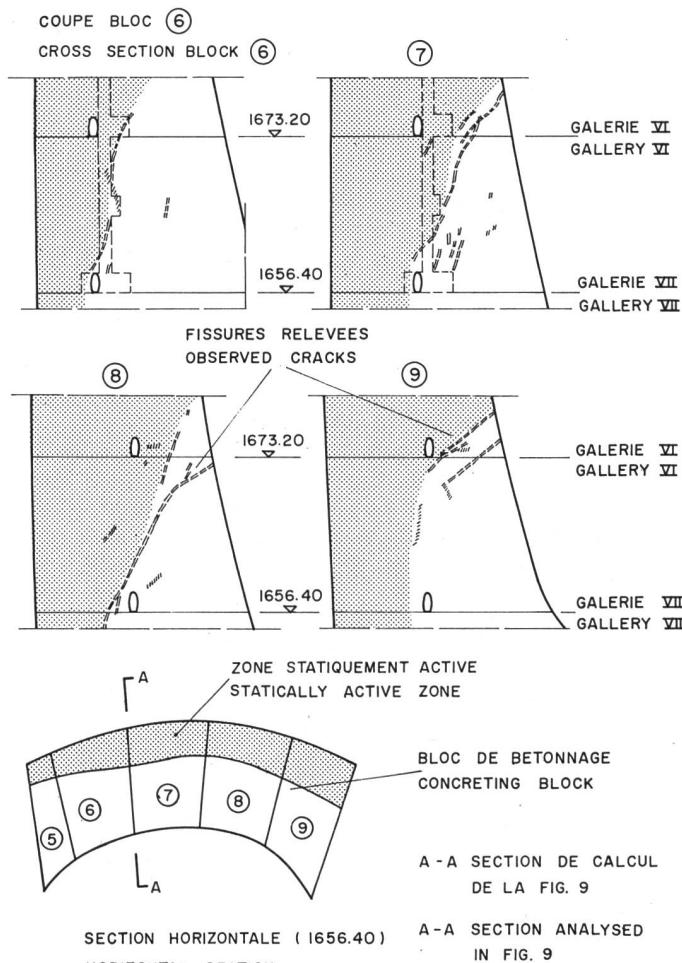


Figure 8. Barrage à l'état actuel fissuré. Fissuration relevée déterminant la section active encore disponible.

Figure 8. Dam under actual condition (cracked structure). Observed cracks in the dam body determining the active zone.

done accordingly to the rule book, in conformity with the method settled during the tests of cracks sealing (paper V).

#### 4. Behaviour of the Dam Under an Assumption of Settlement Reactivation

The static calculations show that the structure can be repaired, respecting security conditions, if the remaining bearing deformations do not exceed 20% of the movement recorded until December 1980.

Supposing that the phenomenon reappears under any external influence, the question would raise whether the stability conditions of the dam would deteriorate. To give an answer, at least from the qualitative point of view, we undertook a simplified study of the dam behaviour.

##### 4.1 Present state

The starting point of our consideration is the cracked structure under its present condition (empty storage). As one can see in the figure 4 of paper I, the actual dam body condition (local less important cracks excepted) is characterized on the downstream face by the presence of the cracks network, which comes down along the two abutment lines from the crest to elevation 1670, where it crosses the fall horizontally. On the upstream face, one notices the opening of the central joint down to the same level.

A good knowledge of the cracking condition in the dam body itself has been given by the investigations carried out during the summer period of 1980 (figure 8).

Figure 9. Barrage à l'état actuel fissuré. Etude du comportement local de la console 300 par la méthode des éléments finis. Contraintes et déformations dans la console fissurée.

Figure 9. Dam under present condition (cracked structure). Analysis of stability conditions of cantilever 300 by means of a finite element model. Stresses and deformations in the cracked cantilever.

des arcs sur les consoles et, par suite, un déplacement progressif du sommet de la console centrale vers l'amont (déplacement relatif par rapport à son encastrement). Suite à la flexion de la console, des tractions sont apparues dans la partie basse du parement aval provoquant la fissuration. Ce mécanisme peut-être analysé à l'aide du modèle par éléments finis présenté à la figure 9.

L'état I représente le barrage non fissuré soumis uniquement à son poids propre. En simulant l'effet de la poussée des arcs de la partie supérieure du barrage par un déplacement vers l'amont de la résultante du poids propre on parvient à un état correspondant à une amorce de fissuration sur le parement aval. En réduisant pas à pas la section active, on aboutit au nouvel état d'équilibre correspondant à la console fissurée.

L'état II (figure 9) représente la situation actuelle (barrage fissuré). Poursuivant l'étude dans cette direction, il est possible de prévoir, dans une certaine limite, le comportement résultant d'une réactivation des tassements.

La figure 10 montre les relations existantes entre les paramètres les plus significatifs. Les courbes représentées sont les suivantes:

1° Relation entre le déplacement radial du couronnement et l'excentricité  $e$  de la résultante du poids propre par rapport à sa position initiale.

2° Relation entre l'excentricité  $e$  et la contrainte maximale dans le béton (parement amont).

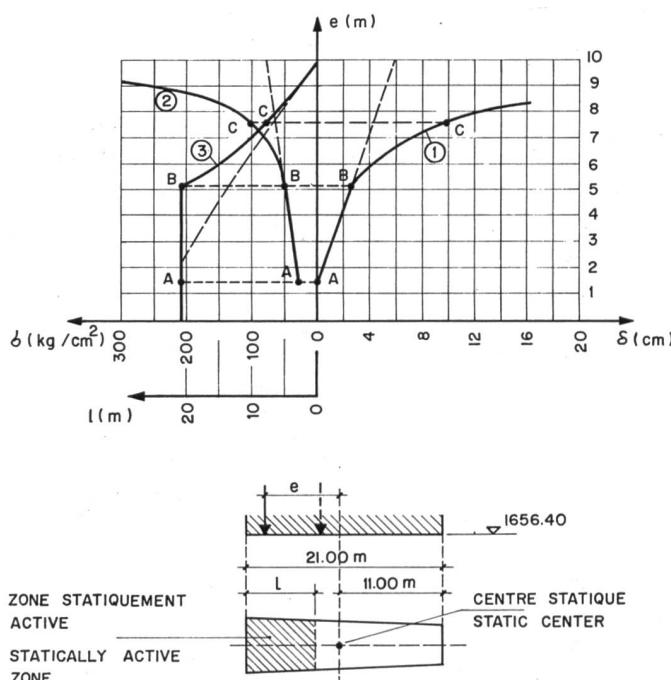
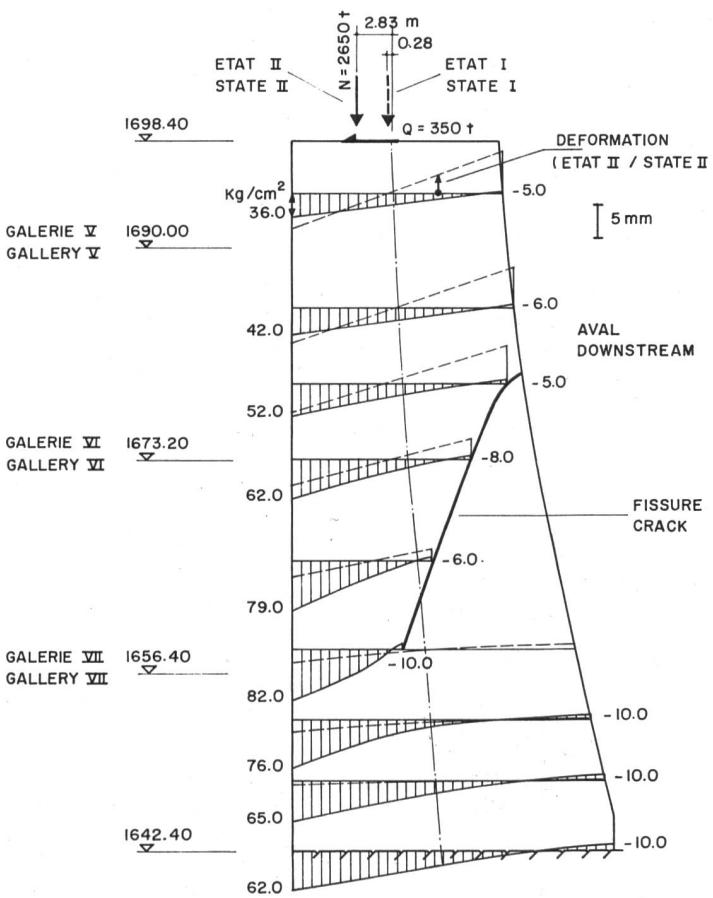


Figure 10. Relations entre les principaux paramètres déterminant le comportement de la console 300.

- e Excentricité du poids propre par rapport au centre statique
- $\delta$  Déplacement du couronnement vers l'amont
- $\sigma$  Contrainte maximum béton
- l Largeur intact

Figure 10. Relationships between the main parameters acting on the behavior of the cantilever 300.

- e Excentricity of deadweight with respect to the static center
- $\delta$  Upstream crest displacement
- $\sigma$  Maximum stress
- l Solid section



Taking a close look at figure 8, one can notice the presence of an important weakening, regarding the wall along its entire width in a horizontal section, situated between the inspection galleries VI and VII. It is important to take notice that around elevation 1670, a large part of the wall's dead weight, representing about 280000 t, is presently carried by a section reduced to  $\frac{1}{3}$  of its initial surface. The stresses are obviously not uniformly distributed on the active surface, but show a strong concentration along the upstream face.

#### 4.2 Study of the local behaviour of the median cantilever

We simulated the phenomenon development on a cantilever in the central part of the wall. Exceptional movements have produced a rise in the arches thrust on the cantilevers and, consequently, a progressive deflection of the central cantilever top towards the upstream side (relative displacement with respect to the abutment). As a result of the cantilever bending, tractions appear in the downstream face lower portion, causing the cracking. An analysis of this mechanism can be done by means of the finite-element model displayed in figure 9.

The state I represents the uncracked dam submitted only to its dead weight. One can simulate the thrust effects exerted by the arches in the dam's upper portion displacing the dead load resultant force towards the upstream side. This process leads to a state corresponding to a cracking start on the downstream face. Reducing the active cross section step by step we end up with cracked cantilever's new equilibrium conditions.

The state II (figure 9) represents the present situation. When continuing the study in this direction, it is possible to foresee the behaviour resulting from a settlement reactivation, at least within certain limits.

The figure 10 shows the relationships between main parameters. The plotted curves are following:

- 1) Relationship between crest radial deflection and excen-

3° Relation entre la largeur moyenne de la zone statiquement active à la hauteur de la galerie VII et l'excentricité  $e$ . Une contrainte de traction de  $10 \text{ kg/cm}^2$  sur le bord de la fissure correspond à la résistance admise. La courbe en traitillé correspond au cas sans résistance à la traction.

Le point A représente l'état initial, antérieur à tout déplacement du couronnement. L'excentricité de la résultante du poids propre au niveau considéré provient de la forme géométrique de la console. Tant qu'aucune fissuration n'apparaît dans le béton, l'excentricité, le déplacement du couronnement et la contrainte maximale dans le béton varient linéairement. Le point B correspond à l'apparition de la fissuration sur le parement aval; c'est l'état existant dans l'ouvrage au début de l'année 1979. A partir de ce moment, les divers paramètres ne varient plus proportionnellement puisque la section résistante (courbe 3) diminue. L'état actuel est représenté par le point C, correspondant au déplacement du couronnement de 9,5 cm. La contrainte maximale dans le béton est de l'ordre de  $110 \text{ kg/cm}^2$  et la largeur de la section résistante réduite à 7,5 m en moyenne.

L'examen des courbes en présence permet d'évaluer la contrainte sur le parement amont qui résulterait d'une poursuite du phénomène de tassement, se traduisant par une augmentation du déplacement radial du couronnement. Par exemple une augmentation de 50% du déplacement (par rapport aux 9,5 cm mesurés actuellement) provoquerait des contraintes dans le béton se situant aux environs de  $150 \text{ kg/cm}^2$ .

Il convient néanmoins de garder à l'esprit qu'il s'agit ici d'un calcul simplifié, et que certaines influences ne sont pas considérées, comme par exemple l'effet sur la résultante du poids propre de la rotation globale du site vers l'aval.

De plus, les résultats d'une extrapolation à partir du point C doivent être considérés avec prudence puisque les contraintes dans le béton se rapprochent localement de la résistance à la compression et pourraient l'atteindre en des points isolés, réduisant encore la capacité portante de la section résistante.

#### 4.3 Conclusions de l'étude du comportement limite

L'étude dont les résultats sont brièvement présentés ici ne considère pas tous les facteurs influençant le comportement du barrage. Elle permet toutefois d'estimer dans quelle mesure la stabilité globale varie sous l'effet d'une déformation donnée des appuis de l'ouvrage.

Un éclatement local du béton au pied d'une console ne signifie pas encore rupture du barrage puisque les consoles sont liées entre elles et les efforts sont redistribués grâce à l'action des efforts tranchants. Toutefois il apparaît clairement que dans un tel cas la réparabilité et surtout la réutilisation du barrage seraient sérieusement remises en question.

A notre avis, la limite des déformations encore acceptables pour la stabilité de l'ouvrage se situe en dessous des 50% considérés ci-dessus et pour lesquels la largeur de la section active moyenne serait de l'ordre de 5,50 m avec des minimums d'environ 3 m. Par ailleurs il faut garder à l'esprit que l'état de sollicitation existant au moment de la réparation aussi important qu'il soit, sera superposé aux contraintes résultantes de l'exploitation future, avec les concentrations locales de contraintes qui en résultent.

Adresse de l'auteur: *Walter Amberg, ing. dipl. EPFZ et Dr Giovanni Lombardi, ing. dipl. EPFZ, ingénieur-conseil ASIC, expert fédéral, c/o Bureau d'Etudes Dr Ing. G. Lombardi, CH-6600 Locarno (Suisse).*

tricity  $e$  of the dead weight resultant force compared to its initial position.

2) Relationship between eccentricity  $e$  and maximum stress in the concrete (upstream face)

3) Relationship between the average width of the statically active zone (elevation of gallery VII) and the eccentricity  $e$ . A traction stress of  $10 \text{ kg/cm}^2$  is assumed on the crack edge, corresponding to the admitted traction strength. It is possible to obtain the dotted curves when no traction strength is assumed.

The point A describes the initial condition, before any crest deflection. The corresponding dead weight eccentricity is obtained from the cantilever geometric shape. As long as no cracks appear, the eccentricity, the crest deflection, and the maximum stress in the concrete change linearly. The point B corresponds to the appearance of the first crack on the downstream face. It is the structure condition to which the dam was submitted in the beginning of 1979. From this point on, the various parameters do not change linearly anymore, since the resisting section becomes smaller (curve 3).

The present state is represented by the point C, corresponding to the 9.5 cm crest displacement measured. The maximum stress in the concrete is in the order of  $110 \text{ kg/cm}^2$  and the active section width reduced to an average value of 7.5 m. Now, let us suppose a continuation of the settlement process, asserting itself through an increasing crest deformation. A close look to the curves allows us to evaluate the resulting stress on the upstream face. As an example, a displacement rise of 50% of those 9.5 cm measured, would cause stresses in the concrete to raise up to  $150 \text{ kg/cm}^2$ .

Nevertheless, it should be kept in mind that the model is simplified and does not take into account certain influences such as the effect of the site global rotation towards the downstream side on the dead weight resulting force. Moreover, extrapolation results from point C on, have to be carefully examined, while stresses in the concrete get locally closer to failure by compression and could even reach it in some points. The bearing capacity of the resisting section would be reduced even more.

#### 4.3 Conclusions of the limit behaviour study

The study briefly presented here does not take into account all the factors influencing the dam behaviour. However, it allows us to estimate how the global stability varies in relationship to the foundation deformation.

It should be noted that a local rupture in a cantilever bottom part is not synonymous to a large scale breakdown. As the cantilevers are tied up together, the forces are redistributed by shear strength. However, it appears clearly that in such a situation, the repairability and especially the further operation of the dam would be seriously put into question.

Our opinion is that the limit regarding the deformation, acceptable for the dam global stability, is clearly below the 50% mentioned above, for which the mean width of active section would be reduced to 5.5 m with minima down to 3 m. Furthermore, we would like to point out that any stress state, as large as it might be when repairing the dam, would be superposed to stresses caused by further operation; which means one has to count on the corresponding stress concentrations.

Address of the author: *Walter Amberg, Eng. dipl. ETHZ, and Dr. Giovanni Lombardi, Eng. dipl. ETHZ, consulting engineer ASIC, federal expert, c/o Dr. Eng. G. Lombardi Consultant Engineers, CH-6600 Locarno (Switzerland).*