

Introduction

L'aménagement Capivari-Cachoeira comprend, d'amont en aval (fig. 1) :

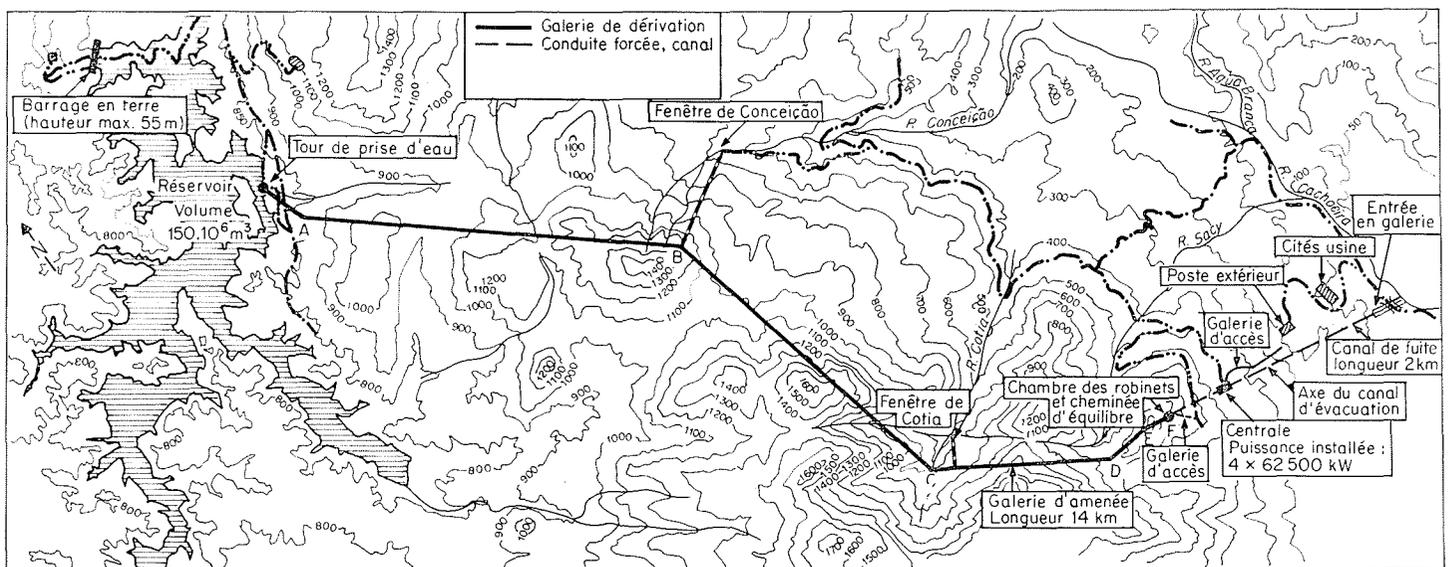
— un barrage sur le rio Capivari.

Après plusieurs études comparatives, c'est la solution barrage en terre qui a été retenue. La hauteur de l'ouvrage, au-dessus du point le plus bas des

fondations, atteint 61 m. Le volume de la retenue est de 150 millions de m³, le volume du massif en terre atteignant 1 200 000 m³.

— une galerie de dérivation en charge, de 14 km de long environ; la moitié amont est brute, la moitié aval, où ont été rencontrées des difficultés imprévues quant à la tenue du rocher, est revêtue en béton;

— un puits en charge, incliné à 40°, de 1 084 m de longueur, creusé tout entier dans des grani-



I/ Schéma général de l'aménagement.

General layout of scheme.

* Docteur ès Sciences. Professeur à l'École Nationale Supérieure d'Hydraulique de Grenoble.

** Directeur technique d'ELETROCAP, Directeur du Centre d'Hydraulique et Professeur à l'École d'Ingénieurs de l'Université du Paraná (Brésil).

tes d'excellente tenue. C'est cet ouvrage qui fait l'objet de l'étude ci-après.

- une centrale souterraine, de quatre groupes Pelton à axe vertical (10 m³/sec chacun, sous 750 m de chute brute) alimentée par un répartiteur branché à l'aval du puits en charge.
- un canal de fuite, à écoulement libre, de 2 200 m de longueur en souterrain, et 500 m environ à l'air libre.

L'ensemble des ouvrages est situé dans du granite minéralogiquement très sain même si, lors de l'exécution des travaux, on a dû faire face à des difficultés prouvant qu'il a gardé des contraintes, d'origine orogénique sans doute, très puissantes. Seule une couche superficielle, d'environ 50 à 100 m, (suivant la pente du terrain et les particularités minéralogiques des roches mères) est altérée.

Compte tenu de l'apparence extérieure du rocher dans lequel devait être creusé le puits (le massif est limité par des falaises montrant un rocher extrêmement sain), il semblait possible de réaliser un ouvrage utilisant au maximum les qualités de la roche, soit :

- partie supérieure simplement revêtue, éventuellement injectée, mais non blindée, jusqu'à une pression à définir;
- partie inférieure blindée, ne serait-ce que à cause des pressions élevées et de la proximité de la centrale.

Un tel ouvrage constituait néanmoins, au minimum, une extrapolation relativement poussée d'ouvrages existants, et il était indispensable de procéder à des études approfondies si on voulait ne pas risquer d'incidents à la mise en eau.

Les études menées à ce sujet comprennent essentiellement :

- des études théoriques, de portée générale, concernant l'équilibre des ouvrages en pression creusés dans un massif poreux (représentation schématique du milieu rocheux), destinée à permettre la mise en équation des conditions de travail des matériaux;
- des essais *in situ*, destinés à établir les propriétés physiques du rocher, et vérifier certaines conclusions du calcul :
 - essai de mise en pression d'un tronçon brut, à très forte pression;
 - essai de mise en pression du même tronçon après revêtement et injections;
 - essais divers, en particulier essais sismiques, une fois l'excavation du puits — en grande ou en petite section — réalisée;
- des études concernant l'exécution de l'ouvrage :
 - excavation;
 - procédé de mise en place du béton de blocage du blindage du rocher;
 - élimination des sous-pressions, en cas de vidange du puits, par construction d'une galerie de drainage, utilisée également à la ventilation de la centrale;
 - exécution des injections (ciment - silicate) destinées à parfaire le blocage en béton, ou à améliorer encore l'étanchéité du rocher.

Nous allons relater successivement la marche des différentes études menées jusqu'à la phase exécution.

Si elles concernent spécifiquement le problème du puits blindé, elles présentent, pensons-nous, un intérêt certain quant à l'équilibre de structures soumis à des pressions hydrodynamiques où interviennent des questions de même nature : efforts d'origine mécanique ou hydraulique (pressions), drainage, injections. Ces problèmes ont une influence primordiale par exemple dans la construction et la bonne tenue des barrages.

Etudes théoriques

Le milieu rocheux a été assimilé à un milieu poreux dont les propriétés sont supposées définies complètement par les paramètres suivants :

- au point de vue écoulement, par le coefficient de perméabilité k de la formule de Darcy, l'écoulement étant supposé laminaire;
- au point de vue mécanique (contraintes et déformations), par les coefficients classiques de la résistance des matériaux, soit E et σ , ce qui implique, évidemment, une loi linéaire entre efforts et déformations.

Dans un puits creusé dans un terrain indéfini, homogène et isotrope, parfaitement étanche, et mis en charge sous une pression p_0 , on sait qu'il apparaît dans le massif un état de contrainte caractérisé, évidemment, par des efforts principaux de symétrie axiale. Les directions principales sont donc radiales et tangentielles, les efforts étant donnés par l'expression :

$$\frac{\sigma_r}{\sigma_t} = \pm p_0 \frac{a^2}{r^2}$$

a étant le rayon du puits considéré, p_0 la pression intérieure, r le rayon courant du point considéré.

Supposons le puits creusé dans un massif indéfini, puis rempli d'eau à une pression constante (H_0 , en hauteur de liquide, ou p_0). Si la surface est imperméable, les contraintes seront données par les expressions ci-dessus. Admettons, pour les besoins de la cause, que la paroi perde son étanchéité initiale. L'eau va alors pénétrer le milieu poreux. Si on considère l'hypothèse suivant laquelle l'écoulement dans le terrain n'est pas soumis à la gravité, il sera évidemment de symétrie radiale. L'eau va progressivement imbiber le terrain, dans une zone cylindrique, de rayon b , lui aussi croissant en fonction du temps. Nous étudierons ultérieurement la fonction $b(t)$, mais, pour l'instant, donnons-nous b .

Soit q le débit par unité d'angle dans le cylindre imbibé. La vitesse de l'eau est alors, pour chaque rayon, égale à q/r . La perte de charge, si k est le coefficient de perméabilité du milieu, est telle que :

$$\frac{dH}{dr} = k \frac{q}{r}$$

L'intégrale des pertes de charge élémentaire, entre $r = a$ et $r = b$, est égale à la pression à l'inté-

rieur du cylindre. On obtient alors, tous calculs faits :

$$q = \frac{kH_0}{\log(b/a)} \quad H = H_0 \frac{\log(b/r)}{\log(b/a)}$$

formules que nous utiliserons fréquemment par la suite, en posant $b/a = \lambda$.

Le milieu va ainsi être soumis à une nouvelle catégorie d'efforts extérieurs : ceux dus à la pression répartie p (ou H). Cette pression est indépendante des contraintes mécaniques subies par le matériau, encore que, bien entendu, ces contraintes se déterminent de façon à résister également à cette pression.

Plusieurs études ont été consacrées à l'examen de ce cas de charge :

a) Une étude générale de Brahtz [1] (présentée au Second Congrès International des Grands Barrages, à Washington, en 1936) qui a proposé la méthode suivante, pour la détermination des efforts à l'intérieur d'une structure soumise à la fois à des pressions de surface et à des pressions interstitielles : « Pour déterminer l'état de contrainte bidimensionnel dans une structure élastique, provoquée par l'action des pressions interstitielles, il est permis de chercher d'abord la distribution des pressions dans le corps supposé imperméable avec des pressions appropriées appliquées à sa frontière, et ensuite d'ajouter aux valeurs des contraintes ainsi trouvées la pression interstitielle multipliée par le facteur de surface, sous réserve que l'écoulement obéisse à la loi de Darcy ».

b) Une étude de O.C. Zienkiewicz et J. Pack [2] qui reprend la mise en équation du problème, pour conclure que la proposition de Brahtz n'est pas valable.

c) Une étude de G. Sauvage de Saint-Marc, M. Bouvard et Ma Min-Yuan [3] qui semble corroborer la conclusion de l'étude de Zienkiewicz et J. Pack : dans l'une et l'autre de ces deux études, on ne retrouve pas, après intégration des équations indéfinies, les contraintes qui résulteraient de l'application de la proposition de Brahtz.

Nous allons donc revoir la mise en équation de l'équilibre élastique, puis intégrer les équations correspondantes, enfin interpréter les résultats, compte tenu des conclusions des études précédentes.

Mise en équation du phénomène élastique.

Détermination de la pression.

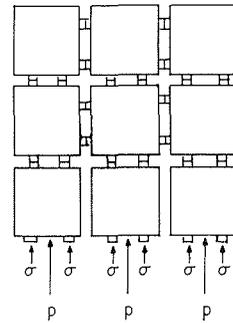
La pression de l'écoulement radial, qui prend naissance dans le terrain sous l'influence de la pression intérieure p_0 , est supposée indépendante des contraintes mécaniques. Pour que cette hypothèse soit théoriquement valable, il est bien entendu nécessaire que la perméabilité ne soit pas sous la dépendance de ces contraintes.

La pression de l'écoulement dans le terrain est alors donnée par la formule indiquée précédemment :

$$p = p_0 \frac{\log(b/r)}{\log(b/a)}$$

avec :

$$\frac{dp}{dr} = - \frac{p_0}{r \log(b/a)}$$



2/

Analyse des contraintes.

a) *Juxtaposition de la pression et des contraintes* (fig. 2).

Imaginons le matériau constitué d'un ensemble d'éléments, cubiques et très petits, pour fixer les idées et rendre plus facile l'analyse. Les éléments ainsi constitués sont supposés en contact intime sur une portion de surface égale à $(1 - \eta) S$, si S représente une surface de contact de ces éléments, grande devant leurs dimensions. Par contre, ces éléments ne seraient pas en contact suivant une portion de surface égale à ηS .

La pression interstitielle p va s'exercer sur la portion de surface ηS , tandis que la portion de surface $(1 - \eta) S$ va permettre la transmission des efforts σ d'un élément à l'autre.

Si on considère l'effort total à l'intérieur des éléments, il résultera de l'addition des efforts σ et de l'action de la pression interstitielle ηp .

b) Condition de déformation.

Les constantes élastiques de la matière (essentiellement E et ν) sont définies, évidemment, par rapport aux contraintes σ rapportées à la section totale S . Nous définirons donc, dans notre cas, les σ par rapport, non pas aux surfaces de contact imaginées dans notre représentation, soit $(1 - \eta) S$, mais par rapport aux sections totales S . Ce mode de calcul revient à compléter simplement la schématisation ci-dessus indiquée pour permettre l'utilisation des paramètres classiques de l'élasticité sans introduire d'hypothèses nouvelles.

En chaque point on est donc en présence de trois contraintes « intergranulaires » σ_r , σ_t , et σ_z , et d'une compression — hydrostatique ou isotrope par hypothèse — p . Nous allons supposer, pour appliquer les résultats d'un exemple que nous précisons ensuite, que la déformabilité de la matière n'est pas la même vis-à-vis des σ et de p . Vis-à-vis des σ , les déformations seraient caractérisées par un module de Young E et un coefficient de Poisson ν , et par un module de Young ϵ et un coefficient de Poisson ν' , pour ce qui concerne les pressions hydrauliques.

Les déformations seraient alors définies par les expressions suivantes :

$$\epsilon_r = \frac{1}{E} \left[\sigma_r - \nu (\sigma_t + \sigma_z) \right] - \frac{\eta p}{\epsilon} (1 - 2\nu') = \frac{du}{dr}$$

$$\epsilon_t = \frac{1}{E} \left[\sigma_t - \nu (\sigma_r + \sigma_z) \right] - \frac{\eta p}{\epsilon} (1 - 2\nu') = \frac{u}{r}$$

$$\epsilon_z = \frac{1}{E} \left[\sigma_z - \nu (\sigma_r + \sigma_t) \right] - \frac{\eta p}{\epsilon} (1 - 2\nu') = 0$$

L'expression entre crochets représente les déformations de la matière, sous l'influence des contraintes qu'elle subit. C'est la formule normale de l'élasticité. Le terme entre parenthèses représente l'effet de la pression appliquée à la surface des grains qui constituent la matière. Il en résulte une contraction uniforme de la matière.

Dans le cas étudié (corps de révolution), il existe une seule variable pour la déformation : c'est le déplacement radial $u(r)$ qu'on a introduit dans les expressions précédentes par :

$$\varepsilon_r = \frac{du}{dr} \quad \varepsilon_t = \frac{u}{r} \quad \varepsilon_z = 0$$

c) *Le déroulement du calcul suit alors le processus suivant :*

— On reporte les contraintes exprimées en fonction des déplacements, (à partir des expressions ci-dessus), dans l'équation d'équilibre obtenue en écrivant que la somme totale des forces qui s'exercent en un point est nulle. Cette équation est la suivante :

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{1}{r} (\sigma_r - \sigma_t) = \eta \frac{dp}{dr}$$

On aboutit alors, pour le déplacement u , à l'expression :

$$\frac{d^2u}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{du}{dr} - \frac{u^2}{r^2} = \frac{dp}{dr} \frac{1+\nu}{1-\nu} \left[\eta(1-2\nu) - \beta \right]$$

où on a posé, par définition de β :

$$\frac{\beta}{E} = \frac{\eta(1-2\nu)}{\varepsilon}$$

Lorsqu'on ne tient pas compte de la pression p (et par suite du gradient de pression $(dp)/(dr)$, les seconds nombres sont nuls. On retrouve alors, bien entendu, les équations d'équilibre — classiques — des corps cylindriques soumis à une pression en surface. Dans le cas actuel, au contraire, les contraintes σ_r et σ_t , en un point, se déterminent pour résister à l'élément différentiel de pression, dû au gradient de l'écoulement $(dp)/(dr)$. D'où le second membre des équations, non nul.

— L'équation s'intègre en posant $r = a e^x$, (x étant la nouvelle variable) et donne pour u :

$$\frac{u}{r} = \frac{A}{r^2} + B + \frac{k}{2} \left(\frac{1}{2} - \log r \right)$$

où on a posé :

$$k = \frac{1+\nu}{E(1-\nu)} \frac{p_0}{\log \lambda} \left[\eta(1-2\nu) - \beta \right]$$

avec :

$$\lambda = \frac{b}{a}$$

— σ_r et σ_t sont alors donnés par les expressions suivantes :

$$\sigma_r = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \left[\begin{aligned} & -\frac{A}{r^2} (1-2\nu) + B \\ & -\frac{k}{4} (1-2\nu) - \frac{k}{2} \log r \end{aligned} \right] + \frac{p\beta}{1-2\nu}$$

$$\sigma_t = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \left[\begin{aligned} & \frac{A}{r^2} (1-2\nu) + B \\ & + \frac{k}{4} (1-2\nu) - \frac{k}{2} \log r \end{aligned} \right] + \frac{p\beta}{1-2\nu}$$

— On détermine les constantes A et B en appliquant les équations à $r = a$ (surface du cylindre mis en pression) (on a alors $\sigma_r = p_0$) et $r = b$ (rayon atteint par l'écoulement, au-delà duquel les contraintes calculées sans intervention de la pression interstitielle restent valables).

On obtient enfin, pour les contraintes et les déformations, tous calculs faits :

$$\sigma_r(1-\nu) = -p_0 \frac{a^2}{r^2} \left[1-\nu - \frac{N}{2} \left(1 + \frac{1}{2 \log \lambda} \right) \right] - \frac{p_0 N}{4 \log \lambda} + p \frac{(\beta + \eta)}{2}$$

$$\sigma_t(1-\nu) = p_0 \frac{a^2}{r^2} \left[1-\nu - \frac{N}{2} \left(1 + \frac{1}{2 \log \lambda} \right) \right] + \frac{p_0 N}{4 \log \lambda} + p \frac{(\beta + \eta)}{2}$$

$$\sigma_z(1-\nu) = p(\nu\eta + \beta)$$

avec $N = \eta(1-2\nu) - \beta$

Le déplacement est donné par :

$$\frac{uE}{r} \frac{1-\nu}{1+\nu} = p_0 \frac{a^2}{r^2} \left[1-\nu - \frac{N}{2} \left(1 + \frac{1}{2 \log \lambda} \right) \right] + \frac{p_0 N}{4 \log \lambda} + \frac{p}{2} (\eta - \beta) - \nu p \eta$$

Interprétation.

Considérons le cas de milieux pulvérulents : les déformations des grains du matériau lui-même (terme entre parenthèses de l'expression qui donne $\varepsilon_r, \varepsilon_t, \varepsilon_z$) sont très faibles tandis que celles de l'arrangement pulvérulent (à supposer que ces déformations puissent être représentées par les coefficients E et ν) sont beaucoup plus importantes (terme entre crochets).

Si, donc, on néglige la déformation du matériau même du squelette, il faut faire $\varepsilon \rightarrow \infty$ dans l'expression ci-dessus qui relie les contraintes et les déformations (ce qui donne $\beta = 0$).

Mais ce sont précisément les relations qui ont été prises en compte dans l'étude de G. Sauvage de Saint-Marc, M. Bouvard, Ma Minh-Yuan et dans celle de Zienkiewicz, citées précédemment.

H. Cambefort [4] a utilisé les résultats du calcul de cette étude à l'analyse de l'équilibre d'un forage creusé en milieu pulvérulent, en obtenant un résultat pas trop éloigné des valeurs expérimentales. Mais il s'agit effectivement du cas où les hypothèses s'appliqueraient sans erreurs trop grossières.

Si, par contre, on considère le cas du rocher — toujours parcouru par des fissures qui justement assurent la pénétration de la pression — le coefficient de déformation des blocs rocheux eux-mêmes

ou de leur arrangement est le même (ils sont en contact sur des surfaces trop importantes pour qu'il en soit autrement) et il faudrait alors faire $\varepsilon = E$, $\nu' = \nu$.

On trouve alors les résultats remarquables ci-dessous :

$$\sigma_r = -p_0 \frac{a^2}{r^2} + \eta p$$

$$\sigma_t = p_0 \frac{a^2}{r^2} + \eta p$$

$$\sigma_z = \eta p$$

qui représentent, précisément, les contraintes obtenues au cas où la pression est appliquée en surface (1^{er} terme du second membre), augmentées d'une tension correspondant à la pression interstitielle p régnant au point considéré, multipliée par le coefficient de porosité superficielle (2^e terme du second membre).

C'est précisément le résultat qui correspond au théorème de Brahtz. Rappelons que la démonstration de ce théorème a été faite à partir des équations indéfinies que respectent les contraintes et l'écoulement poreux.

Ce n'est pas le but de la présente étude de déterminer les contraintes dues aux écoulements dans les milieux poreux. Mais il existe un autre cas où l'écoulement et les contraintes sont plans : c'est celui du barrage-poids soumis aux sous-pressions. Le calcul des contraintes qu'elles provoquent pourrait s'effectuer par application du théorème de Brahtz.

Nous ne reprendrons pas la discussion sur les valeurs à affecter au coefficient η . Mais il semble, en particulier, à la suite des études et expériences de Terzaghi [5], Leliavsky [6], Laginha Serafim [7] que la valeur à prendre en compte soit en général assez voisine de l'unité, en tous cas supérieure à 0,85.

Il est donc possible, à l'aide de ces formules, de déterminer les efforts reçus par le rocher, dans le cadre du phénomène étudié, et de les comparer à ce qu'il peut supporter. En général, la condition d'équilibre correspondra au fait qu'il ne soit pas mis en tension, car, évidemment, seules les compressions peuvent être transmises à travers les diaclases qui le parcourent.

Etude des fuites.

Il s'agit évidemment, *a priori*, d'une caractéristique très importante liée au fonctionnement de l'ouvrage. Mais là aussi, nous en tirerons des conclusions d'ordre plus général que celui du fonctionnement du puits blindé.

Cas de la perméabilité homogène.

Détermination du débit de fuite en fonction du temps.

Nous avons déterminé précédemment le débit de fuite en fonction de la perméabilité du terrain, et du rayon — croissant en fonction du temps — de la zone intéressée par l'écoulement. Mais ce débit de fuite va contribuer à remplir une couche cylindrique de terrain, suivant un processus qu'on peut schématiser de la façon suivante : si m est le coef-

ficient de porosité volumétrique du milieu, le débit q , pendant un temps dt , permettra de remplir un volume de roche égal à $m b db$. La loi qui donne les variations du rayon b atteint par l'écoulement en fonction du temps t sera donc la suivante :

$$m b db = q dt = \frac{kH_0}{\log(b/a)} dt$$

L'intégration est immédiate et conduit à :

$$\frac{kH_0 t}{m} = \frac{r^2}{r} \left(\log \frac{r}{a} - \frac{1}{2} \right) + \frac{a^2}{4}$$

Posons :

$$\xi = \frac{q_0}{q} = \frac{kH_0}{q} \quad \tau = \frac{t}{T}$$

avec :

$$T = \frac{ma^2}{kH_0}$$

L'équation devient alors :

$$\tau = \frac{e^{2\xi}}{2} \left(\xi - \frac{1}{2} \right) + \frac{1}{4}$$

Le calcul de τ en fonction de ξ conduit aux valeurs numériques suivantes :

ξ :	0	1/4	1/2	1	2	3	4	5
τ :	0	0,044	0,25	2,15	41,55	509	5 285	50 400

Pour que ξ passe de 0 à 2, τ est environ 100 fois plus petit que pour passer de 2 à 4. Si $\xi \rightarrow \infty$, on voit que τ devient asymptotiquement égal à :

$$\tau = \frac{\xi}{2} e^{2\xi}$$

Le débit de fuite est initialement infini, et il tend théoriquement vers zéro, au bout d'un temps infini. L'interprétation physique est la suivante : au début du phénomène, l'auréole imbibée est d'épaisseur très réduite, seule une faible couronne de matériau poreux s'oppose à l'écoulement; le débit de fuite est donc élevé. Au contraire, lorsque l'auréole devient très grande, l'obstacle à l'écoulement est plus important et, d'autre part, le volume à imbiber, à variation de rayon donné, devient très élevé : le remplissage du terrain s'opère beaucoup plus lentement.

Cet effet est suffisant pour expliquer pourquoi, dans les essais d'eau sous pression des sondages dans le rocher (essais Lugeon), le débit peut diminuer sans qu'il soit nécessaire d'invoquer — comme on le fait en général — le colmatage du matériau par altération ou entraînement de débris, ou le bouchage des fissures sous l'influence des débits de percolation. Rappelons que cet essai, très classique, consiste à isoler un tronçon d'un forage à l'aide de deux bouchons étanches, et à mettre en pression le cylindre creux ainsi constitué. On mesure le débit de fuite en fonction de la pression, mais sans tenir compte de l'évolution des débits en fonction du temps. Or celle-ci peut, dans certains cas, jouer un rôle important. On peut considérer que le débit de fuite suit au début de l'essai une loi analogue à celle qui vient d'être examinée

(pas identique à cause du caractère restrictif des hypothèses de base), jusqu'à ce que l'eau trouve une fissure ouverte, et il se stabilise alors : bien entendu, l'expression précédente ne s'applique plus puisque l'eau de fuite, si elle s'écoule par une fissure ouverte, constituant un drain, ne contribue plus à remplir le terrain. C'est un point sur lequel nous reviendrons à propos de la description des phénomènes expérimentaux.

Cas de la perméabilité hétérogène.

On peut considérer comme intéressant, pour limiter la zone où se manifeste la pression dans le terrain, au voisinage du puits, de différencier la perméabilité au moyen d'injections. La partie non injectée du terrain pourrait alors être considérée comme drainante par rapport à la zone voisine du puits qui assurerait, elle, l'étanchéité. On se rapprocherait ainsi de conditions de résistance pas trop éloignées de celles correspondant à la mise en place d'un blindage. Celui-ci, parfaitement étanche, empêche en effet toute pénétration du terrain par la pression, ce qui évidemment, limite la zone d'action de celle-ci au minimum.

Nous admettrons, pour calculer la pression, que la zone imperméabilisée a une épaisseur radiale caractérisée par le rayon c et que la perméabilité y est μ fois plus réduite que dans le rocher à son état originel.

Nous appellerons H_0 la pression à l'intérieur du puits, h_0 la pression au raccordement entre la zone injectée et la zone laissée à l'état normal. Bien entendu, la zone de contact sera supposée définie par un cylindre concentrique au puits lui-même.

On analyse alors l'écoulement de la même manière que lorsqu'on considère la perméabilité homogène. Simplement, on a deux coefficients de perméabilité l'un k_2 , pour la zone non traitée par injection, l'autre k_1 , pour la zone traitée. La pression au raccordement des deux zones sera égale à une certaine valeur h_0 , pour le moment inconnue (fig. 3).

Pour la zone extérieure, cette pression au raccordement satisfera la relation :

$$h_0 = \frac{q}{k_2} \log \frac{b}{c}$$

pour la zone intérieure, on devra avoir :

$$H_0 - h_0 = \frac{q}{k_1} \log \frac{c}{a}$$

avec $k_2 = \mu k_1$, c représentant le rayon de la zone étanchée, b le rayon où la pression est nulle.

Nous allons poser :

$$\frac{c}{a} = \eta$$

et, comme précédemment :

$$\frac{b}{a} = \lambda$$

Tous calculs faits, on trouve, pour la relation liant H_0 et h_0 :

$$\frac{H_0}{h_0} = 1 + \frac{\mu}{(\log \lambda / \log \eta) - 1}$$

et pour q :

$$q = k_2 H_0 \frac{1}{\log \eta^{\mu-1}}$$

Si on veut comparer le nouveau débit de fuite, après différenciation des perméabilités, à celui qu'on avait avant cette opération (pour une valeur donnée de la zone imbibée b), il faut écrire :

$$q_0 = k_2 \frac{H_0}{\log \lambda}$$

soit :

$$\frac{q_0}{q} = 1 + \frac{(\mu - 1) \log \eta}{\log \lambda}$$

Le rapport de la pression h , existant sur le rayon c après injection, à la pression h existant au même point, avant injection, est le même que celui des débits : il suffit de comparer les écoulements dans la zone où $c < r < b$. Donc aussi :

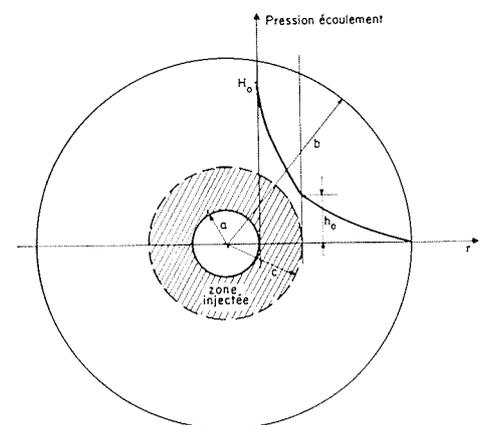
$$\frac{h_0}{h} = 1 + (\mu - 1) \frac{\log \eta}{\log \lambda}$$

Ce calcul confirme aussi l'effet nul ou négligeable que peut avoir un simple revêtement en béton — précontraint ou non — sur l'imperméabilité d'une canalisation souterraine, au moins si le terrain ne se comporte pas comme une vraie passoire. L'épaisseur de ce revêtement est toujours très faible (de l'ordre du 1/10^e du rayon) et il faudrait que le rapport de perméabilité prenne une valeur considérable pour avoir une diminution sensible de la perte d'eau.

Ce résultat présente une généralité qui dépasse le cadre du problème examiné. Dans celui-ci, l'écoulement est radial. La perte de charge est, déjà normalement, concentrée au voisinage de l'ouvrage. L'effet de l'injection en est donc renforcé : la zone à perméabilité réduite est celle où la vitesse de filtration est la plus élevée. Mais, pour une structure plane de l'écoulement, cet effet n'existe pas.

Les facteurs sont à rapprocher des techniques d'injection. On sait, et c'est évident presque *a priori*, que l'imperméabilisation d'un terrain est d'autant plus difficile qu'il est lui-même moins perméable. Dans le cas d'un terrain ainsi « étanche », on peut avoir l'impression d'être dans une position très favorable, puisque l'injection « ne prend pas ».

C'est absolument faux, car le réseau de pressions



qui s'installera dans l'écoulement sera placé sous la dépendance des différences de perméabilités qui n'en existent pas moins — même si les valeurs absolues sont en elles-mêmes réduites — mais qui sont difficiles ou impossibles à déceler. Il y aura toujours écoulement dans le terrain : un rocher n'est jamais rigoureusement imperméable, et on peut d'autant moins agir sur cette caractéristique que l'étanchéité est plus près d'être obtenue. Il n'en faut pas plus pour que la pression se localise en un point où son action peut avoir les répercussions les plus néfastes. Mais alors on peut réaliser cette différenciation de perméabilités en drainant. Dans de nombreux cas, on sait mieux ce qu'on fait qu'en injectant, surtout si le terrain « ne prend pas ».

Conclusions sur l'étude théorique.

La formule qui donne les contraintes dans le massif poreux montre en tous cas qu'il est nécessaire de placer le puits dans une région telle que la contrainte dans le massif soit égale ou supérieure à la pression dans le puits, si on ne veut pas mettre le terrain en extension. Un tel cas de charge reviendrait en effet à ouvrir le joint du rocher puisque ceux-ci ne peuvent supporter que des efforts de compression.

D'autre part, ces déductions théoriques, ou les considérations classiques sur les propriétés du rocher, sur la technique des ouvrages soumis à une forte pression intérieure, impliquaient la détermination de certaines constantes physiques du matériau. Ces études exigeaient l'exécution de nombreuses mesures sur le terrain. Mais il paraissait aussi extrêmement intéressant de procéder à un essai effectué dans des conditions aussi proches que possible des conditions dans lesquelles l'ouvrage définitif travaillerait. D'où l'idée de mettre une galerie d'essai en pression, avec des valeurs de celle-ci supérieures ou égales à celles que supporterait l'ouvrage définitif.

Ce sont ces études et essais qui font l'objet de la troisième partie ci-dessous.

Etudes " in situ "

Essais sismiques.

L'implantation finale de la conduite forcée indiquée sur la figure 10 a résulté de la considération d'un ensemble de facteurs, principalement des caractéristiques mécaniques du massif rocheux et de l'intérêt de garantir à l'ouvrage une importante couverture rocheuse.

A mesure que progressaient les excavations des fenêtres auxiliaires, considérées initialement comme galeries de reconnaissance, l'amélioration constatée de la nature du rocher en profondeur, prévue par les observations superficielles et les sondages mécaniques effectués au préalable, renforçait le critère conduisant à établir l'ouvrage à une profondeur relativement grande et recommandait, d'autre part, la réalisation d'investigations complémentaires qui permettraient de rendre quantitatifs ces critères et

confirmeraient la possibilité d'utiliser dans le projet la nature apparemment favorable du terrain traversé.

La connaissance de l'ordre de grandeur du module d'élasticité du massif a été considérée comme l'un des aspects d'importance majeure. Cependant, on a renoncé délibérément aux essais sur échantillons isolés du rocher en raison de l'excellent aspect des matériaux rencontrés dans les excavations. Certainement, les essais mécaniques se borneraient à confirmer les valeurs déjà prévisibles par la simple observation des échantillons à prélever. Par contre, le comportement du massif dans son ensemble présentait une valeur beaucoup plus significative dans la gamme des variables à considérer pour la définition du projet.

Un rocher sensiblement homogène comme celui rencontré le long de tout l'ouvrage se prête exceptionnellement bien à des investigations par la méthode sismique. C'est ainsi que fut définie une série d'essais destinés à permettre d'évaluer les caractéristiques élastiques du massif. Les essais réalisés à mesure que progressaient les excavations fournirent les éléments auxiliaires pour préciser l'axe de la conduite et déterminèrent enfin, une fois les excavations terminées, les caractéristiques du rocher le long de l'ouvrage proprement dit.

Lorsqu'on cherche à établir les caractéristiques élastiques du massif rocheux en fonction de la vitesse de propagation des ondes de choc provoquées par des secousses superficielles (petites explosions locales), on admet que le massif se comporte comme un milieu pratiquement homogène et élastique. A partir de là, on peut considérer qu'il existe une relation entre la vitesse de propagation des ondes de compression et de cisaillement avec les caractéristiques des matériaux exprimés par les relations :

$$V_p^2 = \frac{mE(m-1)}{\rho(m+1)(m-2)}$$

et :

$$V_s^2 = \frac{G}{\rho}$$

où :

E : module d'élasticité;

G : module de rigidité;

m : inverse du coefficient de Poisson;

ρ : densité du milieu.

Rappelant que :

$$G = \frac{mE}{2(m+1)}$$

et éliminant ρ des expressions antérieures, on obtient :

$$2V_s^2(m-1) = V_p^2(m-2)$$

d'où on peut obtenir m en fonction de V_p et V_s , permettant de calculer les valeurs e et g connaissant la densité du milieu.

Dans les essais réalisés (*) les ondes de choc ont été provoquées par les explosions près de la surface de petites charges de dynamite et captées par des détecteurs électromagnétiques de vibration sus-

(*) Les essais sismiques ont été réalisés par l'« Instituto de Pesquisas Technologicas de São Paulo (Brésil) ».

ceptibles d'enregistrer l'impulsion mécanique subie par le rocher. Les détecteurs sont sensibles seulement aux vibrations qui se produisent en direction de leur axe longitudinal de sorte que, grâce à leur disposition suivant deux directions différentes, verticale et longitudinale (horizontale), on a pu capter les impulsions sans interférence des ondes superficielles. Un circuit à courant continu ouvert par l'explosion établissait l'origine du comptage des temps.

Les essais ont fourni les valeurs du module d'élasticité, module de Poisson et module de rigidité de la roche le long des divers profils explorés, représentés sur la figure 4.

On a également indiqué la vitesse de propagation des ondes de compression et les modules d'élasticité correspondants de façon à mettre en évidence la variation du comportement élastique du massif en profondeur.

Les essais ont confirmé en particulier deux aspects caractéristiques du massif :

D'un côté, l'amélioration progressive des propriétés élastiques du rocher avec la profondeur et, d'autre part, l'excellente qualité du milieu rocheux dans la zone où était implantée la conduite forcée. Dans cette région, en plus de la valeur élevée du module de Young correspondant aux vitesses de propagation de 5 à 6 000 m/s, le coefficient de Poisson, voisin de 0,2, prouvait que le comportement du rocher était quasi élastique.

La réaction du rocher aux effets dynamiques de sollicitation provoqués par la charge explosive permet d'estimer que le module élastique statique se situe sans doute entre 350 à 450 000 kg/cm², valeur excellente pour l'exécution d'un puits blindé. Les caractéristiques élastiques favorables sont de nature à influencer la conception du projet en ce sens qu'on peut admettre une participation du massif rocheux dans la résistance aux pressions intérieures supérieure à celle normalement admise dans les projets classiques de même nature. Confier exclusivement au rocher le soin de résister à des pressions de l'ordre de 50 kg/cm² cessait de paraître une alternative par trop optimiste.

Essais de pression.

Afin d'étudier dans de meilleures conditions de sécurité la possibilité d'abandonner le blindage métallique sur un tronçon important de la conduite, on a alors prévu de soumettre le rocher, dans la zone d'implantation de l'ouvrage, à divers essais de pression. Deux séries de tests de cet ordre ont été réalisés. Dans le tronçon inférieur de la conduite forcée, les 50 m, supérieurs ont été excavés dans le sens descendant à partir de la fenêtre intermédiaire de manière à mettre à disposition un local convenable pour les premiers essais; ceux-ci consistaient essentiellement à mettre en pression un tronçon de conduite d'environ 15 m de longueur et 2,2 m de diamètre (local A, fig. 10), initialement en roche brute et, ensuite, revêtu de béton, ce revêtement étant alors, parallèlement, accompagné d'un traitement du massif rocheux au moyen d'injections de ciment. Dans une deuxième étape, une série de trous de sondage dans les premiers 100 m du tronçon intermédiaire de la conduite forcée, au-dessus de cette même fenêtre (local B) ont été sou-

mis à des essais de perte d'eau à des pressions qui ont atteint 100 kg/cm².

Les expériences furent limitées à l'étude du comportement du milieu en ce qui concerne sa perméabilité. On n'a pas prévu d'exécuter des mesures en ce qui concerne les déformations, conduisant à déterminer le module d'élasticité du matériau. D'un côté, les essais sismiques indiquaient les valeurs aussi élevées qu'on le désirait et, d'autre part, la considération du massif comme un milieu perméable — dans le projet définitif — excluait l'idée de simple mesure de déformation. Ou bien il aurait fallu, pour garantir l'étanchéité, blinder la chambre d'essais. On aurait sans doute retrouvé les résultats très élevés des mesures sismiques. Les limitations dues au planning, et le coût élevé des installations nécessaires représentèrent l'argument final contre ce type d'essais. Les investigations au moyen de cylindres de dimensions réduites, type Janod-Mermin, furent envisagées. Cependant, les difficultés à obtenir des informations sur les caractéristiques de cet équipement ou sur la possibilité de l'acquérir en temps opportun empêchèrent de concrétiser cette idée.

ESSAIS DANS LA CHAMBRE A (*) (longueur 15 m, diamètre 2,20 m environ).

1. Mise en pression sans revêtement.

Le tronçon d'essai a été mis en pression avec des charges successives de 20 - 30 - 40 - 50 - 60 kg/cm². On mesurait simplement la fuite en fonction du temps.

Les valeurs expérimentales sont indiquées sur le graphique de la figure 5.

On peut remarquer que le débit augmente bien entendu avec la pression mais que, à pression donnée, le débit décroît en fonction du temps et dans des proportions qui sont même très sensibles.

Nous avons essayé d'interpréter la décroissance du débit à l'aide de l'expression donnée auparavant :

$$\tau = \frac{e^{2\xi}}{2} \left(\xi - \frac{1}{2} \right) + \frac{1}{4}$$

avec :

$$\xi = \frac{q_0}{q} = \frac{kH_0}{q} \quad \tau = \frac{t}{T} \quad T = \frac{ma^2}{kH_0}$$

Pour des limitations qui apparaîtront à propos même de l'application, on a appliqué la formule à l'essai de 30 kg/cm², caractérisé par les données suivantes : débit initial : 0,88 l/s, débit final : 0,65 l/s, durée : 6 720 s.

On constate que les valeurs initiales et finales de la courbe du débit en fonction du temps s'ajustent convenablement avec les valeurs suivantes de k et de m :

$$k = 4,3 \cdot 10^{-5} \text{ cm/s} \quad m = 2 \text{ ‰}$$

La valeur de la perméabilité ainsi déterminée recoupe dans des conditions raisonnables celles trouvées à propos d'essais ponctuels. La valeur de la porosité est également tout à fait à l'intérieur des résultats expérimentaux rencontrés habituellement.

(*) Les essais de pression et les injections ont été exécutées par la firme RODIO S.A., Brésil.

La courbe $q(t)$ déduite des résultats théoriques a été calculée et juxtaposée aux résultats expérimentaux. Le résultat est représenté dans la figure 6.

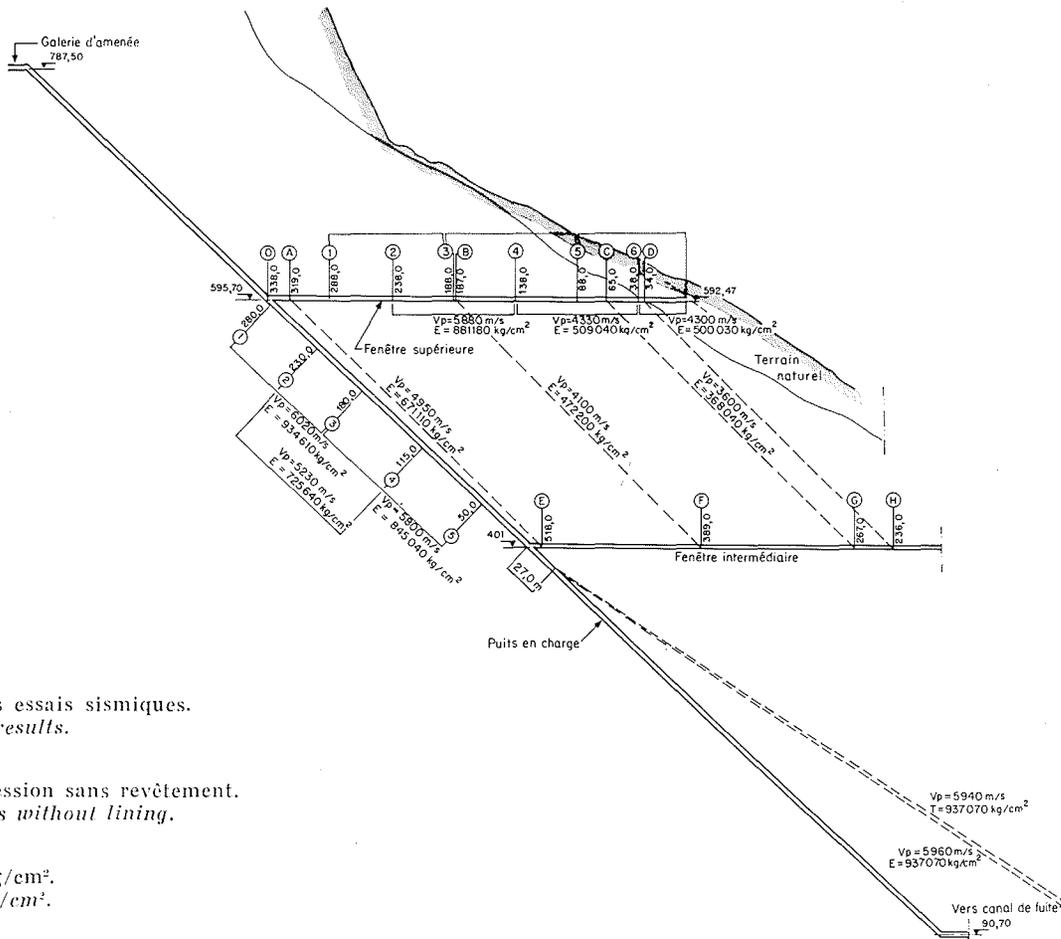
De la comparaison entre résultats théoriques et expérimentaux, on peut déduire les résultats suivants :

- les résultats expérimentaux confirment la « saturation » du terrain par le débit de fuite;
- cette saturation du terrain est limitée étroitement par les conditions aux limites (existence de drains tels que les fenêtres du puits, etc.), qui réduisent l'extension de la zone imbibée, donc la variation du débit de fuite en fonction du temps.

La formule qu'on a donnée pour $\tau(\xi)$ n'est plus valable pour les essais exécutés aux charges les plus fortes : les cycles de mise en pression ont été séparés par des périodes d'arrêt où une partie de l'eau de saturation du terrain a été expulsée. D'autre part, compte tenu de la durée des essais, l'aurole d'inhibition aurait été de dimensions bien supérieures à la distance qui séparait le tronçon d'essai des galeries sans pression, ou même de la surface libre. L'écoulement prend alors un régime permanent, sans relation avec la formule que nous avons établie.

Comme nous l'avons indiqué précédemment, le

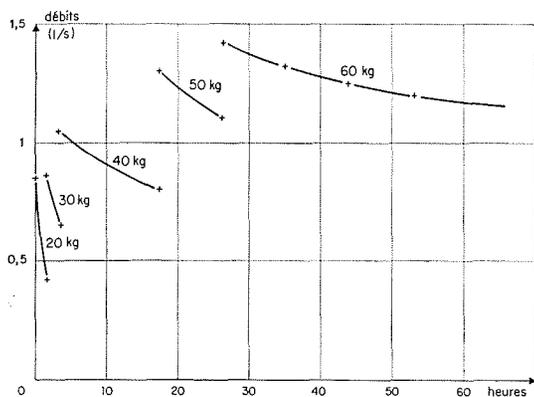
4/



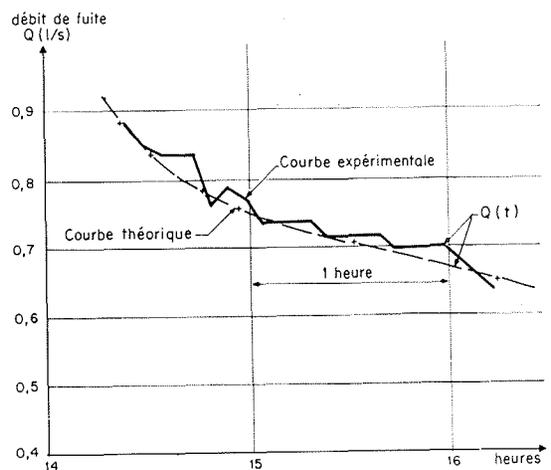
4/ Résultats des essais sismiques.
Seismic test results.

5/ Essais en pression sans revêtement.
Pressure tests without lining.

6/ Essai à 30 kg/cm².
Test at 30 kg/cm².



5/



6/

même phénomène se produit sans doute lors des essais Lugeon. La « constante de temps » est toutefois bien différente et beaucoup plus réduite, puisque le « temps caractéristique » est beaucoup plus petit dans le cas du forage d'essai de diamètre réduit (quelques centimètres).

Dans notre cas, la courbe des fuites en fonction de la pression (valeurs finales par exemple) croît régulièrement jusqu'à la pression de 60 kg/cm².

Par contre, à 65 kg/cm², le débit a brusquement augmenté et, même pour des valeurs inférieures de la pression, elle n'a plus ensuite retrouvé les valeurs originales. On peut considérer que le rocher a « claqué » c'est-à-dire que, ayant été soumis à des tensions, les fissures se sont ouvertes et la perméabilité a brusquement augmenté.

Or, il est à noter que la couverture rocheuse au-dessus du tronçon d'essai atteint 260 m environ, et la pression de 65 kg/cm² est d'un ordre de grandeur comparable — tout en restant inférieure — à la pression correspondant à 260 m de rocher, la densité de celui-ci atteignant 2,8 environ.

On peut considérer que ce résultat recoupe celui de l'analyse théorique, la différence entre le poids de la couverture et la pression de claquage du terrain pouvant être interprétée comme résultant d'une répartition des contraintes ne correspondant pas tout à fait au poids du rocher; en particulier, on peut toujours considérer que la contrainte suivant des plans non horizontaux aurait des chances d'être inférieure à celui-ci. D'autre part, la répartition des pressions dues au poids du terrain n'est pas uniforme : les terrains durs sont soumis à des pressions plus importantes et c'est le contraire pour la portion de charge reçue par le terrain tendre.

2. Mise en pression après revêtement et injection.

Une fois l'essai terminé, le même tronçon a été revêtu en béton, non armé, sur une épaisseur de 30 cm environ. Le rocher a été soigneusement injecté avec du coulis de ciment, à une pression de l'ordre de 80 kg/cm², sur une profondeur de 5 m environ.

Après reconstitution du bouchon, l'essai a été repris. On a constaté une diminution notable des fuites qui, toutefois, ne sont jamais descendues à moins de 1/3 des valeurs obtenues lors du premier essai, sans revêtement.

L'injection avait donc permis de réparer les dégâts provoqués par le claquage du terrain consécutif à la mise sous pression élevée, lors du premier essai. Par contre, compte tenu de la perméabilité faible du rocher — qui en empêche la pénétration par le coulis — il n'a pas été possible de l'étancher dans des proportions notables, malgré les pressions d'injections utilisées. C'est un résultat qui recoupe une des conclusions de l'analyse précédente concernant le calcul des débits de fuite avec une zone imperméabilisée : compte tenu de l'épaisseur du massif, il faudrait obtenir une perméabilité du terrain autour de la paroi beaucoup plus faible que celle avant le traitement pour que le débit de fuite soit diminué dans des proportions notables. Or la bonne qualité du rocher ne permet pas d'obtenir ce résultat avec des injections de ciment, les fissures étant trop fines pour que celui-ci pénètre.

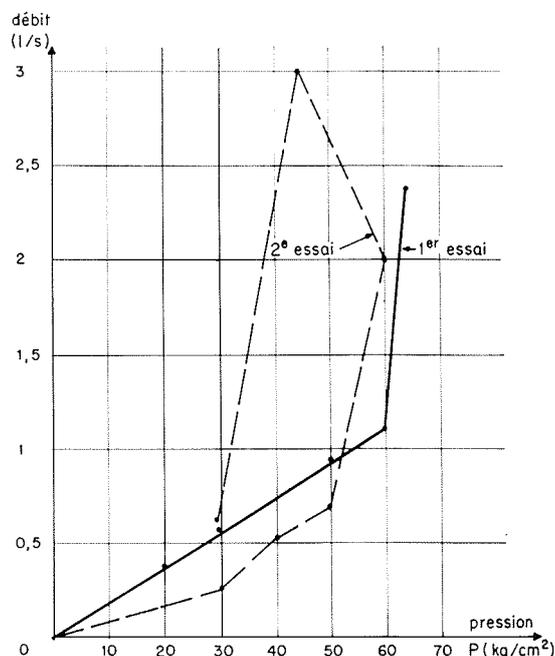
Le claquage s'est produit à nouveau mais pour une pression un peu inférieure à la pression de cla-

quage du terrain précédente : 60 au lieu de 65 kg/cm².

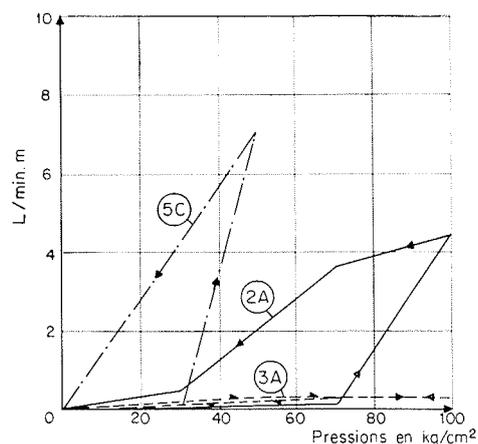
Un retour à la pression de 30 kg/cm² a permis de retrouver les fuites qu'on avait obtenues lors du premier essai.

L'essai à 30 kg/cm² a été complété en utilisant dans l'essai de l'eau chargée en argile, mais aucune diminution de fuites n'a pu être remarquée. Les résultats globaux sont indiqués figure 7.

Dans tous les essais de deuxième phase, on note également une diminution sensible des fuites en fonction du temps, pour une pression donnée, assez analogue à celle obtenue loin du premier essai. Ceci confirme que le mode de résistance du terrain à la



7/ Résumé des essais débit-pression. 1^{er} essai : tronçon non revêtu et non traité. 2^e essai : tronçon revêtu (béton) et traité (injection).
Summary of discharge-pressure tests. First test : unlined ungrouted section. Second test : concrete-lined grouted section.



8/ Trois résultats représentatifs des essais en pression. Local B.
Three representative results of pressure tests. Area B.

pression intérieure n'a été que peu modifiée par l'injection. Sinon, au cas où l'écran qui s'oppose aux fuites serait ramené par les injections plus près de la surface du puits, la loi des fuites en fonction du temps serait nettement différente et, en particulier, se stabiliserait beaucoup plus vite.

Evidemment, il n'était pas possible de procéder, en plusieurs endroits, à d'autres essais de cette nature, ne serait-ce que en raison de l'ampleur des moyens nécessaires. Mais l'analyse théorique — ou le simple examen — du cas du tronçon de puits mis en charge montre que les efforts sont en fin de compte indépendants du diamètre de l'orifice. D'où l'idée de procéder à des essais de mise en pression de forages de petit diamètre. Très généralement, on admet que la pression de « claquage » de forages couramment réalisés dans les sondages de reconnaissance est indépendante de leur diamètre, ce qui cadre d'ailleurs avec l'analyse théorique. Or, ces essais ont le gros avantage de pouvoir être multipliés sans qu'il en résulte des dépenses, ou des pertes de temps, très élevées. S'ils ne peuvent prétendre avoir la valeur des essais en caverne comme celui relaté ici, ils peuvent servir à extrapoler les résultats obtenus à des conditions de travail extrêmement voisines.

ESSAIS DANS LE TRONÇON B (*).

À l'occasion du traitement par injections de la chambre A, pour la deuxième série d'essais, on a effectué divers essais de perméabilité du rocher dans les forages exécutés à partir du revêtement dans le but de définir ses caractéristiques. On a ainsi exécuté dix-sept trous de 5 m de longueur, inclinés à 30° sur la génératrice de la paroi cylindrique, tandis qu'on effectuait les essais de perte d'eau en deux phases, initialement avec l'obturateur, à 2 m du fond du trou, et, ensuite, à une position située approximativement à 0,50 m de son entrée.

Lorsqu'il n'y avait pas de claquage du rocher, la perméabilité restait extrêmement basse. On a même constaté sur quatre essais des pertes inférieures à 2 ml/s et par mètre pour une pression de 100 kg/cm², soit 0,2 unités Lugeon, ou, encore, une perméabilité inférieure à $2,5 \cdot 10^{-8}$ m/s. Après rupture du rocher, sous l'effet de la pression, la perméabilité montait jusqu'à un maximum de 2,5 unités Lugeon, soit une augmentation de dix fois environ.

Dans tous les essais, à l'exception de quatre d'entre eux, le claquage du rocher se produisit à des pressions supérieures à 40 kg/cm² et plus communément égales à 60 kg/cm². Cependant, on a constaté quatre cas pour lesquels le claquage s'est produit à une pression de 20 kg/cm². Ces résultats montraient simplement, puisque la caverne d'essais avait résisté à 65 kg/cm² (lors du premier essai, sans revêtement), que des faiblesses locales du rocher n'étaient pas incompatibles avec une résistance globale nettement plus élevée. Si on tient compte de l'ébranlement subi par le rocher à l'occasion des premiers essais et, d'autre part, de la proximité de l'obturateur par rapport à la paroi (0,50 ou 2 m),

on ne pouvait pas considérer ces derniers résultats comme très représentatifs. Une nouvelle série d'essais fut, par suite, prévue pour le tronçon au-dessus de la fenêtre intermédiaire. De toute façon, les résultats attendus, rapportés à ceux déjà obtenus dans la zone de la caverne, permettraient de comparer les caractéristiques du rocher à l'un et l'autre endroit, et par suite de savoir si la qualité du rocher lui permettrait de résister aux pressions auxquelles il allait être soumis dans le projet définitif.

Sur le tronçon de 100 m on a exécuté dix-huit forages de 10 m de profondeur dans le rocher brut, trois dans chaque section, en six sections espacées régulièrement de 20 m. L'obturateur était placé à 5 m de profondeur; la pression montait graduellement de zéro à 70 kg/cm² et s'est élevée à 100 kg/cm² dans quatre cas (fig. 10, local B).

Sur huit cas, on a pu obtenir le claquage avec des pressions de 70 à 100 kg/cm² tandis qu'on observait une perméabilité inférieure à 0,25 unité Lugeon. Trois forages accusèrent la rupture pour des pressions comprises entre 50 et 70 kg/cm² tandis que la perméabilité se limitait à des valeurs inférieures à 1,1 Lugeon. Six mesures ont été gênées par la communication avec d'autres trous ou par les résurgences d'eau à la paroi d'excavation. Sur un seul cas on a constaté un claquage bien caractérisé à une pression de 30 kg/cm². Sur la totalité des essais, les fuites ne dépassèrent jamais une intensité correspondant à une perméabilité de 3 Lugeon même lorsque les trous communiquaient (la figure 8 représente trois résultats illustratifs des essais réalisés).

Cette deuxième phase expérimentale confirmait les résultats obtenus dans les essais en pression de la chambre A soit en ce qui concerne la basse perméabilité du massif rocheux ($k = 2 \text{ à } 4 \cdot 10^{-8}$ m/s) soit en ce qui concerne le claquage du rocher qui se produisait en général pour des pressions de l'ordre de 60 kg/cm².

DÉFINITION DU PROJET.

Les considérations de nature théorique associées aux nombreux résultats obtenus dans la roche *in situ* orientèrent la conception finalement adoptée pour le projet de l'ouvrage. Celui-ci se caractérisait essentiellement par un tronçon supérieur de 526 m de longueur revêtu uniquement en béton pour une pression maximale de service de 40 kg/cm² et un tronçon inférieur blindé de 550 m qui s'étend jusqu'aux turbines en passant par un répartiteur libre en acier de construction frettée. Le tronçon supérieur, sous une couverture rocheuse variant de 180 à 200 m, recevra un traitement par injections de façon à garantir le remplissage des fissures, spécialement à proximité de la structure. On cherche ainsi à garantir un gradient de perméabilité négatif dans le sens des percolations conduisant à limiter la portion du massif soumis aux pressions les plus élevées. Les injections de ciment seront complétées par des injections de silicate susceptibles de beaucoup mieux pénétrer les fissures extrêmement fines qui caractérisent le rocher à cet endroit (*): On peut se demander dans quelle mesure le caractère radial de

(*) Ces essais, proposés par SOLEXP-International, ont été également exécutés par RODIO, Brésil.

(*) L'étude des injections a été menée par SOLEXP-International.

l'écoulement ne conduit pas à obtenir automatiquement, même à perméabilité constante du terrain, la décroissance progressive de la perte de charge à mesure que l'écoulement s'éloigne du puits. La vitesse de l'eau diminue de façon inversement proportionnelle au rayon ainsi que la perte de charge si le milieu est homogène. Ou alors, pour annuler ou même inverser cette décroissance, il faudrait que la perméabilité du terrain diminue beaucoup avec le rayon. A noter que ce phénomène — favorable — n'existe pas dans les écoulements plans.

Le tronçon inférieur est revêtu avec un blindage lisse en acier de 52/35, d'une épaisseur variant de 18 à 30 mm, à l'exception des derniers 30 m où on ne tient pas compte de la participation du rocher. On utilise alors un acier de caractéristiques supérieures (56/40), d'une épaisseur atteignant jusqu'à 5 cm, le raccordement avec le répartiteur constitué de tuyaux auto-frettés s'opérant avec des viroles semblables (fig. 10).

Le dimensionnement du tronçon blindé (*) obéit aux caractéristiques classiques adoptées pour les ouvrages de ce genre. Habituellement, on tient compte spécialement des problèmes de flambage sous l'effet des pressions extérieures à l'occasion des injections ou de la vidange de la conduite. Ces dernières considérations ont un caractère primordial pour l'établissement des projets de ce type d'ouvrage. Il est en effet facile de vérifier, en considérant les rapports entre les modules d'élasticité du massif et de l'acier, la petite influence de l'épaisseur de la tôle sur la répartition des efforts entre ces deux matériaux; le blindage est alors considéré, en ce qui concerne la pression intérieure, presque exclusivement comme un dispositif d'étanchéité.

C'est sur ces principes que les calculs ont été adoptés de manière analogue à celle présentée par R. Cartier et adoptée pour le puits blindé de l'usine de la Bathie, dans les Alpes françaises. On a choisi intentionnellement un type d'acier de résistance normale. On a admis un certain vide entre la tôle et le béton, résultat de l'effet de retrait du béton et du refroidissement de la conduite et du massif. On a admis pour le module d'élasticité de la roche une valeur de 400 000 kg/cm², réduite à 100 000 kg/cm² dans la zone influencée par l'excavation, sur un anneau de rayon égal à 1,5 le rayon de la conduite. Ensuite, on a établi l'épaisseur de la tôle en fonction de la pression, en prenant en compte la répartition des efforts entre le blindage et le massif. Les efforts dans la tôle ont été limités à la moitié de la limite élastique de l'acier (1 750 kg/cm²).

La tension dans la tôle est donnée par l'expression :

$$\sigma_a = \sigma_1 + \sigma_2$$

où :

σ_a : tension finale due à la pression intérieure;

σ_1 : tension due à la pression intérieure jusqu'au moment où la tôle entre en contact avec le béton;

σ_2 : tension due à la pression intérieure après contact avec le béton.

$$\sigma_1 = E^* \frac{W_1 + W_2 + W_3}{R}$$

où :

E^* : module d'élasticité de l'acier, en tenant compte de l'encastrement longitudinal $2,2 \cdot 10^6$ kg/cm²;

W_1 : vide entre tôle et béton, dû au retrait du béton, 0,025 mm;

W_2 : vide entre tôle et béton, dû à la contraction de la tôle sous l'effet du refroidissement ($t = -10$ °C) 0,17 mm;

W_3 : vide entre tôle et béton, dû à la contraction du béton et du massif, sous l'effet de l'abaissement de la température lors de la mise en eau ($t = -10$ °C), 0,46 mm;

R : rayon intérieur de la conduite.

$$\frac{\sigma_2}{\sigma_3} = \frac{e}{R} \left(\frac{E^*}{E'_r} \log \frac{R_1}{R} + 1,2 \frac{E^*}{E''_r} \right)$$

où :

σ_3 : tension absorbée par le rocher;

e : épaisseur de la tôle, déduction faite de la surépaisseur pour tenir compte de la corrosion;

E'_r : module d'élasticité de la zone de roche décomprimée, 100 000 kg/cm²;

E''_r : module d'élasticité du rocher sain, 400 000 kg/cm²;

R_1 : rayon de la zone décomprimée, 1,5 R.

Les résultats obtenus dans les conditions particulières de l'ouvrage sont indiqués sur la figure 9 qui a permis de déterminer les épaisseurs finalement adoptées. Toutefois, on a déterminé que l'épaisseur de la tôle ne devait pas être inférieure à 18 mm pour réduire les risques de flambage. Ces valeurs tiennent compte de la protection contre la corrosion. Pour évaluer les effets des pressions extérieures, on a adopté le critère de Amstutz en admettant un vide correspondant à la relation :

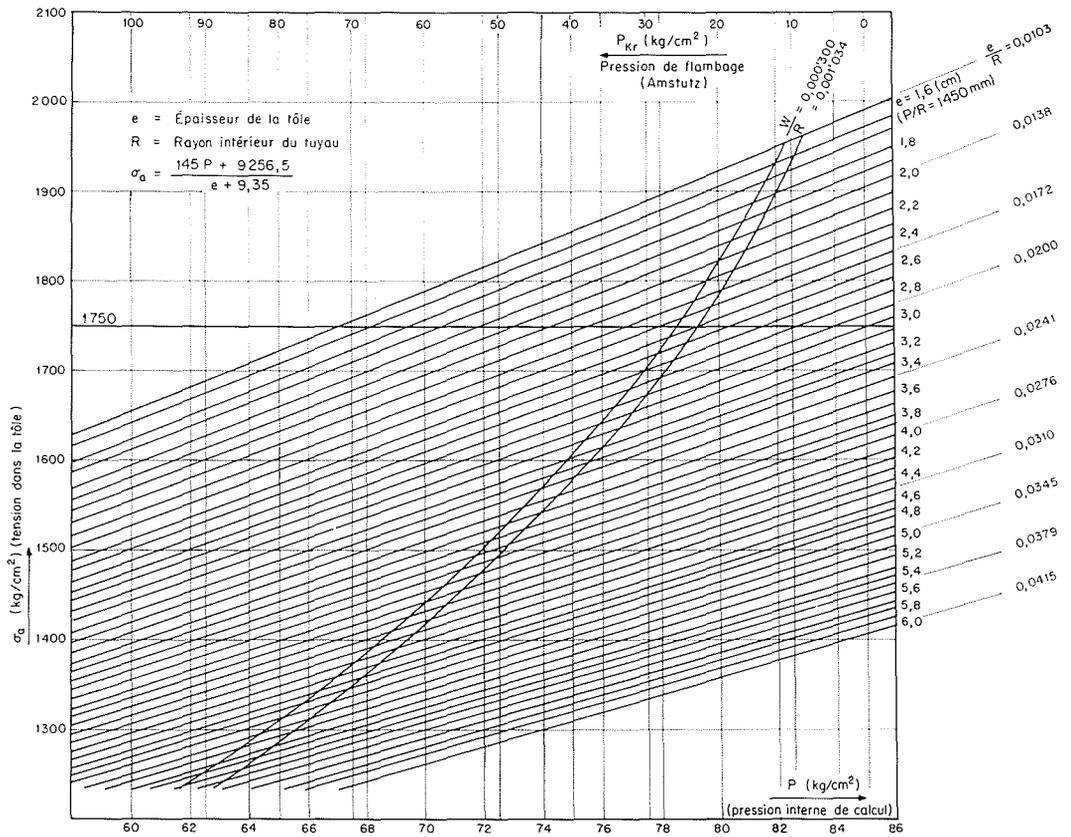
$$\frac{W}{R} = 0,0010$$

En ce qui concerne la pression critique de flambage adoptée, la grande majorité des projecteurs considèrent une hauteur d'eau équivalente à la couverture rocheuse augmentée de 10 m. La réduction de cette valeur normalement n'est pas envisagée à moins qu'on puisse garantir un drainage efficace du massif rocheux à proximité de l'ouvrage.

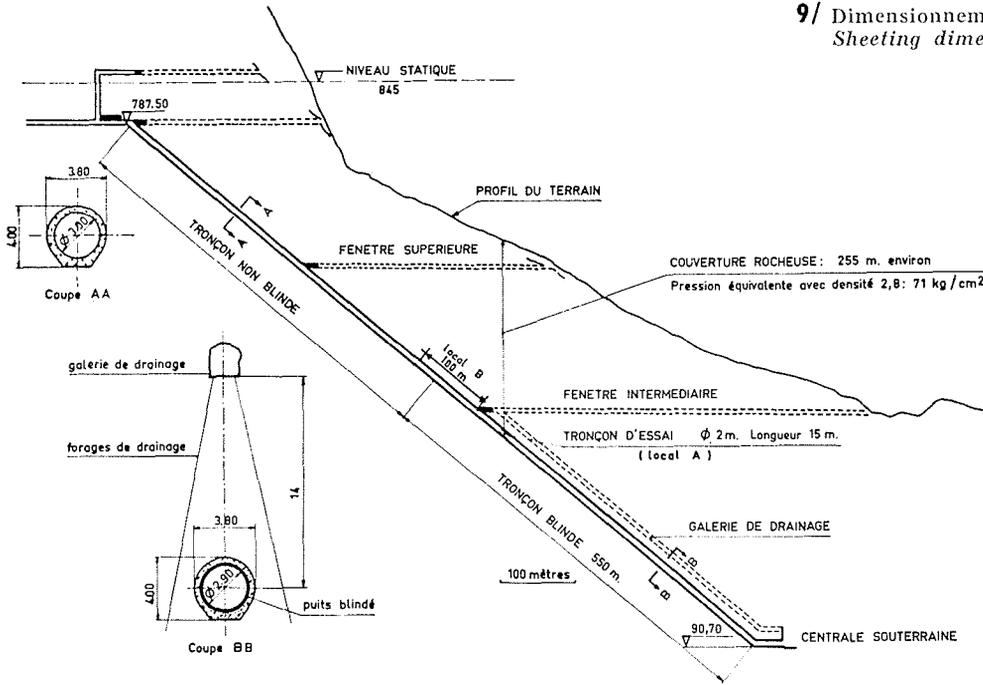
En fait, il semble bien, à un examen global, que le détail de calcul, basé sur des hypothèses plus ou moins bien définissables, et sur un rapport des contraintes ainsi obtenues de 2 par rapport à la limite élastique, masque le fait que le coefficient de sécurité réel de l'ouvrage *aux pressions intérieures*, avec un minimum de précautions à l'exécution, est très élevé, au moins dans le cas d'un rocher tel que celui auquel nous avons à faire. Par contre, ce sont les pressions extérieures qui définissent presque entièrement la sécurité de l'ouvrage en exploitation : il faut toujours admettre que l'ouvrage puisse se vider. C'est alors qu'a été étudiée, puis adoptée, une solution assez originale qui a permis de résoudre ce dernier problème en agissant sur ses causes mêmes :

(*) Le blindage a été fourni par ATB, Brescia (Italie).

9/



9/ Dimensionnement du blindage. Vérification au flambage. Sheeting dimensions. Buckling tests.



10/

Schéma général du puits en charge (usine hydroélectrique de Capivari, Brésil). General layout of pressures shaft (Capivari hydro-power plant, Brazil).

la pression de l'eau dans le terrain a été éliminée par le drainage du rocher au moyen d'une galerie.

Dans le projet de la centrale proprement dite, les nécessités relatives à la ventilation de la centrale souterraine conduisirent à prévoir une galerie spéciale. Celle-ci fut excavée parallèlement à la conduite forcée, à une distance de 12 m entre parois. On a prévu en plus une série de forages entre cette galerie et le blindage lui-même. L'ensemble constitue un système de drainage efficace.

La limitation de l'épaisseur de la tôle à un minimum de 18 mm garantit une résistance aux pres-

sions extérieures un peu supérieure à 10 kg/cm², limite qui peut être considérée comme totalement assurée par le système de drainage adopté.

Au fond de la fenêtre intermédiaire, on a prévu un trou d'homme qui a nécessité le renforcement de la tôle, étant entendu qu'on a négligé, dans le dimensionnement de cette partie de l'ouvrage, la participation du rocher.

Dans le tronçon placé au-dessus de la fenêtre intermédiaire, sur une extension de 80 m, l'épaisseur du blindage a été fixée à 30 mm tandis que, pour les 12 m supérieurs, le blindage est encore renforcé par

des cornières espacées de 1,50 m. Dans cette zone, le problème des sous-pressions est plus délicat, d'un côté puisqu'il n'y a plus de galerie de drainage et d'autre part à cause de la proximité du tronçon supérieur non blindé. Avec une résistance au flambage allant à des pressions de l'ordre de 30 kg/cm² dans une zone où la couverture de roche est d'environ 240 m, l'ouvrage se présente dans des conditions de sécurité pleinement satisfaisantes, d'autant plus que les pressions au contact tôle-rocher sont annulées par le passage libre en fond de fenêtre. La pression des injections de contact tôle-rocher a d'ailleurs, dans cette zone, été augmentée et portée à 10 et même 20 kg/cm² pour le tronçon muni de cornières.

Le plan d'ensemble de l'ouvrage suivant les données ainsi décrites est représenté sur la figure 10. L'ouvrage est actuellement en voie d'achèvement.

Il a pu être procédé, lors de l'exécution des travaux, à un grand nombre d'observations intéressantes, en particulier en ce qui concerne les injections soit de la partie blindée, soit du tronçon supérieur ou les débits de fuite des drains. Celles-ci feront l'objet d'une publication ultérieure, ainsi que les observations de nature variée faites à la mise en eau.

- [1] BRAHTZ (J. H. A.). — « Pressures due to Percolating Water and their Influence upon Stresses in Hydraulic Structures. » *Trans. Second International Congress on Large Dams*, vol. 5, p. 43, Washington, D.C., 1936.
- [2] ZIENKIEWICZ (O. C.) et PARK (J.). — « Effect on Pore Pressure on Stress Distribution in some Porous Elastic Solids. » *Water Power*, January, 1958.
- [3] SAUVAGE DE SAINT-MARC, BOUVARD (G. M.) et MA MIN-YUAN. — « Pressions interstitielles dans les galeries en charge ». *La Houille Blanche*, n° 2, mars-avril 1960.
- [4] CAMBEFORT (H.). — « Injection des Sols ». Editions Eyrolles, Paris, 1964.
- [5] TERZAGHI (K.). — « Simple Tests Determine Hydrostatic Uplift ». *Engineering News Record*, June 1936.
- [6] LELIAVSKY (S.). — « Experiments on Effective Uplift Aerea in Gravity Dams ». *Transactions A.S.C.E.*, vol. 112, 1947.
- [7] LAGINHA (S.). — *A Sub-pressao nas Barragens*. Laboratorio Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1954.
- [8] CARTIER (R.). — « Aménagement hydroélectrique de Roselend (Savoie), conduite forcée de l'usine de la Bathie ». *La Houille Blanche*, janvier-février 1960.
- [9] AMSTUTZ (E.). — « Das Einbeulen von vorgespannten Schacht und Stollenpanzerungen. » *Schweizerische Bauzeitung*, 18 April, 1933.

Abstract

The pressure shaft in the Capivari-Cachoeira hydro-power scheme

by M. Bouvard * and N. Pinto **

This article refers to the design studies and work done in constructing the pressure shaft in the Capivari-Cachoeira hydro-power scheme, which has an installed output of 250,000 kW. The shaft operates under pressures of up to 85 kg/cm². Its diameter is 3.0 m in the upper unlined portion and 2.90 m in the lined portion below it.

The article begins with a theoretical study of stresses in indefinite porous ground out of which a cylindrical cavity has been hollowed out and filled with water under a constant pressure. The ground thus contains a flow, the resulting loss of head being simply considered as an additional volume force acting at all points in the ground. The calculation result confirms the Bratz theorem which states that the forces acting at any point are defined simply by adding the percolating flow pressure and the stresses in the ground, assuming pressure to be only applied on the surface. The discrepancies between the resulting conclusion and the results of two other investigations are explained by calculation: the strain assumptions differ in each case, but each has its own particular field of application.

A theoretical study of the effect of grouting on the percolating flow characteristics is then described.

Next, the results of pressure tests on a cavity under conditions which are seldom if ever attained in practice are discussed. The cavity was 15 m long, with a diameter of 2.20 m and was subjected to a pressure of 65 kg/cm². The test was also applied to the cavity with unlined sides, then with a concrete lining grouted under high pressure. The load withstood by the rock was found to be practically the same in both cases, with little difference between the respective leakage rates.

The analysis of losses over a period of time confirmed the results of a theoretical interpretation of these effects, it having been found that the filling of the ground with water appeared to reduce the losses, i.e. an effect which is generally ignored in standard tests on small-diameter wells.

These tests were completed by tests in which small-diameter boreholes were put under pressures of up to as much as 100 kg/cm² by the classical Lugeon test method. The results obtained are compared with the experimental cavity data. This enabled the upper limit of the lined shaft portion to be determined, which was found to be at a point at which the maximum static head was 400 m of water.

Finally, the calculations whereby the lining thickness in the lower shaft portions were determined are discussed. These calculations are conventional as regards internal pressures, but an original solution was found to the outside pressure problem which consisted in sinking a shaft running parallel to the lined shaft and providing drainage borings to eliminate dangerous water pressure in the ground when emptying the system.

* Docteur ès Sciences. Professeur à l'École Nationale Supérieure d'Hydraulique de Grenoble.

** Directeur technique d'ELETROCAP, Directeur du Centre d'Hydraulique et Professeur à l'École d'Ingénieurs de l'Université du Parana (Brésil).