

Dixième Congrès
des Grands Barrages
Montréal, 1970

**LES FONDATIONS DU BARRAGE DANIEL-JOHNSON
(MANICOUAGAN 5) (*)**

E. L. BROWN

*Chef de Division - Traitement de fondations, Service Géologie
Hydro-Québec, Montréal*

S. CHARALAMBAKIS

*Chef Géologue
Surveyer, Nenniger & Chênevert
Ingénieurs-Conseils, Montréal*

P. M. CREPEAU

Chef de Service - Géologie, Hydro-Québec, Montréal

P. le FRANÇOIS

*Géologue en résidence à Manicouagan 5
pour Surveyer, Nenniger et Chênevert, Ingénieurs-Conseils, Montréal*

CANADA

1. — INTRODUCTION

La rivière Manicouagan est située dans le Québec à quelque 400 milles (645 km) à l'est de Montréal (fig. 1). Cet affluent du fleuve Saint-Laurent coule du nord au sud et a son embouchure à proximité de la ville de Baie Comeau. C'est à 135 milles (220 km) en amont de l'embouchure que l'Hydro-Québec commence, en 1960, la construction d'un barrage à voûtes multiples d'une hauteur maximum de 703.5 pieds (214 m) et d'une longueur en crête de 4,310 pieds (1 320 m).

D'abord appelé Manicouagan 5, il est maintenant nommé Daniel-Johnson, à la mémoire du Premier Ministre du Québec qui décéda

(*) *The foundations of Daniel Johnson dam (Manicouagan 5).*

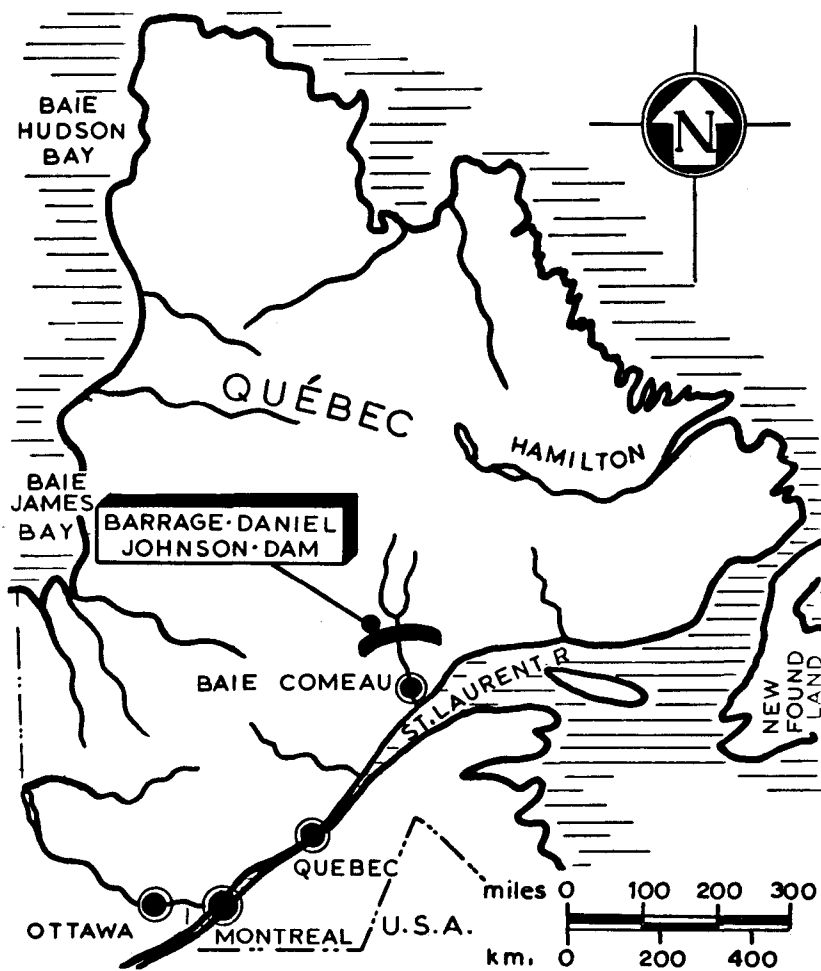


Fig. 1

au chantier quelques heures seulement avant la cérémonie d'inauguration qu'il devait présider le 25 septembre 1968.

Le barrage créera un réservoir d'une capacité de près de 5 000 milliards de pieds cubes ($142 \times 10^6 \text{ m}^3$) qui régularisera le débit de la rivière à 22 600 pieds cubes par seconde ($640 \text{ m}^3/\text{sec.}$) en moyenne. Le réservoir alimentera quatre centrales d'une puissance globale d'environ 3 640 MW [1]: Manicouagan 5 qui sera mise en service en 1970 et 1971, Manicouagan 3 présentement à l'étude et Manicouagan 2 et Manicouagan 1 toutes deux en service depuis quelques années. Une description de la réalisation du barrage Daniel-Johnson fut faite

par J. Bellier [2] dont le bureau d'étude Coyne et Bellier participa avec celui de Surveyer, Nenniger et Chênevert à l'étude du barrage et à la surveillance de sa construction. Ajoutons que feu Monsieur E. B. Burwell Jr. puis Monsieur F. A. Nickell, ont participé à titre de géologues-conseils.

II. — ADAPTATION DE L'OUVRAGE A LA PHYSIOGRAPHIE

Le choix de l'emplacement et du type de barrage repose principalement sur les traits physiographiques des lieux qui consistent essentiellement en une vallée relativement large, partiellement comblée

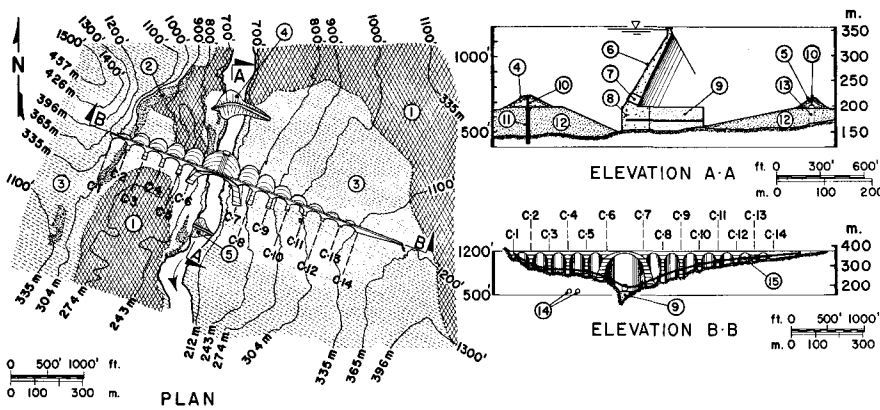


Fig. 2

Implantation et physiographie.

- | | |
|---|------------------------------|
| (1) Dépôt glaciaire. | (8) Socle. |
| (2) Talus. | (9) Béton maigre. |
| (3) Mince couche de mort-terrain recouvrant le lit rocheux. | (10) Palplanches. |
| (4) Batardeau amont. | (11) Pieux de béton. |
| (5) Batardeau aval. | (12) Alluvion. |
| (6) Voûte centrale. | (13) Rideau d'injection. |
| (7) Pertuis. | (14) Galeries de dérivation. |
| | (15) Auge. |

Layout and physiography.

- | | |
|--|-------------------------|
| (1) Glacial drift. | (8) Socle. |
| (2) Talus. | (9) Lean concrete. |
| (3) Thin overburden covering bed-rock. | (10) Sheet piles. |
| (4) Upstream cofferdam. | (11) Concrete piles. |
| (5) Downstream cofferdam. | (12) Alluvium. |
| (6) Main arch. | (13) Grout curtain. |
| (7) Sluices. | (14) Diversion tunnels. |
| | (15) River channel. |

d'alluvions et obstruée par un verrou rocheux. Ce verrou, sorte de barrage naturel, est recoupé d'un sillon masqué de sédiments granulaires (fig. 2).

La vallée de la Manicouagan, tout probablement de l'âge du Pliocène, fut transformée d'une configuration approchant celle d'un canyon en une section droite évasée (vallée en U) par les glaciations du Pléistocène (fig. 2, section BB). Celles-ci furent vraisemblablement aussi responsables, par l'intermédiaire d'un cours d'eau sous-glaciaire, du creusage d'un sillon en contre-pente, recoupant le verrou dont il subsiste un plateau sur la rive droite.

A cause du phénomène d'isostasie la vallée, partiellement comblée de dépôts « pro-glaciaires », subit de nouveau une érosion telle que les seuls sédiments fluvio-glaciaires encore en place, ne se rencontrent que dans le sillon et sous forme de terrasses accrochées sur les flancs de la vallée. Une fenêtre dans les alluvions sur la rive ouest laisse apparaître le vestige du verrou.

Le verrou est relativement étroit et la vallée immédiatement en amont et en aval s'élargit considérablement. Cette configuration et le fait que le sillon alluvionnaire s'approfondit vers l'amont impose que l'axe du barrage soit situé au verrou.

Un barrage à voûtes multiples s'adapte bien à la topographie de la vallée. De plus, il facilite l'installation à la base de la voûte centrale, des pertuis nécessaires à l'alimentation des centrales en aval durant les sept ans que prendra le remplissage du réservoir et au réglage de ce remplissage de façon à éviter un déversement en crête au cours des travaux.

Pour assurer une bonne assise du barrage il fallait excaver le sillon alluvionnaire et comme il y avait avantage à situer le batardeau d'amont le plus près possible du verrou en raison de la configuration décrite ci-dessus, il devenait nécessaire de réaliser sous ce batardeau une coupure des alluvions dans le sillon. Cette coupure est constituée de pieux jointifs [3].

III. — INFLUENCE DE LA PÉTROGRAPHIE ET DES PROPRIÉTÉS GÉOMÉCANIQUES

Le barrage Daniel-Johnson est situé dans le Bouclier Canadien qui est composé d'environ 90 % de roches granitoïdes, para et orthogneissiques, d'âge précambrien. Ces roches sont classifiées en trois types comme le montre la figure 3.

En rive droite, entre les contreforts C 1 et C 5, on trouve un gneiss à hornblende et à biotites, à grain fin, appartenant au faciès

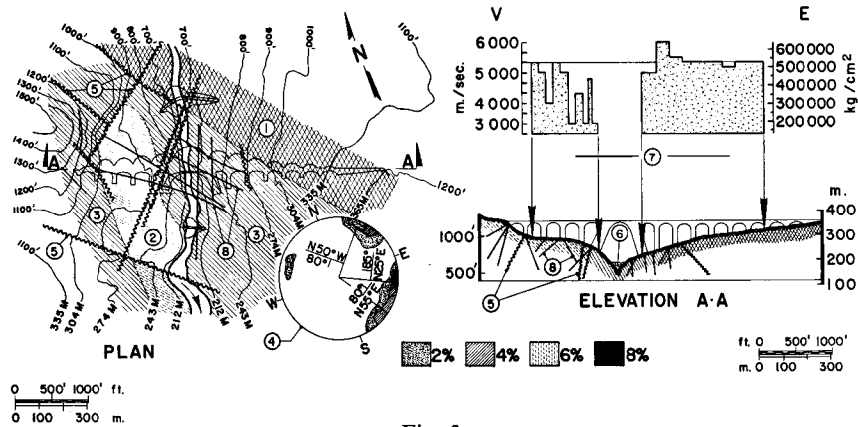


Fig. 3
Géologie.

- (1) Gneiss granitoïde.
- (2) Gneiss à hornblende biotite.
- (3) Gneiss hybride.
- (4) Stéréogramme des réseaux de diaclases.
- (5) Zone de cisaillement.

- (6) Alluvion.
- (7) Mesure dynamique de l'élasticité.
- V: vitesse de propagation des ondes.
- E: module de Young dynamique (calculé).
- (8) Diaclases.

Geology.

- (1) Granitoid gneiss.
- (2) Hornblende biotite gneiss.
- (3) Hybrid gneiss.
- (4) Stereogram of joint systems.
- (5) Shear zone.

- (6) Alluvium.
- (7) Measure of dynamic elasticity.
- V: velocity of wave propagation.
- E: dynamic Young's modulus (calculated).
- (8) Joints.

des amphibolites. Associées à cette roche, on rencontre quelques enclaves disséminées, à composition nettement granitique.

Par ailleurs, entre les contreforts C 5 et C 9, région où s'est encaissé le sillon de la rivière, le rocher se compose d'un gneiss hybride, mélange inextricable d'inclusions ou d'intrusions granitiques, dioritiques et amphibolitiques. A l'est entre les contreforts C 9 et C 15, le rocher a nettement une composition « acide » variant graduellement du gneiss granodioritique jusqu'au granite massif. Quelques lentilles gris pâle d'amphibolites à grains moyens sont présentes ici et là dans le granite.

Il est à noter que le rocher est recoupé par de nombreux filons de pegmatite dont la largeur varie de quelques pouces à une dizaine de pieds (5 cm à 3 m) et dont l'orientation est remarquablement constante, leur direction s'établissant à nord-45° est et leur pendage à 40° vers le nord-ouest.

En général, le rocher possède une structure de gneiss assez évidente, mais la foliation n'a pas d'orientation préférentielle à l'échelle

régionale. Plusieurs périodes de déformation dite plastique, au cours du métamorphisme, ont produit des roches plus ou moins contortionnées (fig. 4). La texture du gneiss est partout identique ; elle est équi-granulaire et phanéritique et le calibre des grains varie de fin à grossier.

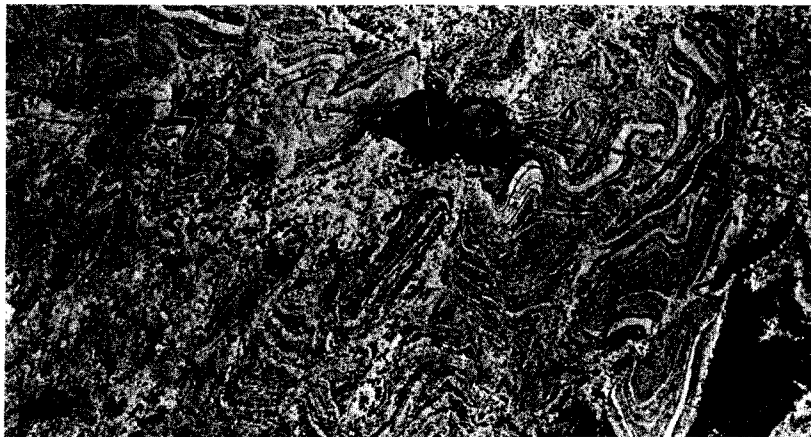


Fig. 4

Le massif rocheux, résultant d'une recristallisation, ne montre aucune altération superficielle et ceci est tout probablement dû à l'érosion lors des dernières glaciations. Toutefois, la présence de minéraux micacés dans le massif soulève certains problèmes lorsque ce massif est exploité en tant que carrière d'agrégats à béton [4] ; c'est pourquoi cette exploitation fut soumise à un contrôle rigoureux [5 et 6].

Sur le terrain, une interdépendance est constatée entre le comportement géomécanique et la pétrographie. Le gneiss à biotite et à hornblende est relativement friable et de ce fait érodable ; cependant, étant un matériau ductile, il a résisté en quelque sorte aux effets du cisaillement tectonique en obéissant « plastiquement ». Par contre, le gneiss granitoïde possède des propriétés élastiques et une cohésion plus élevées. C'est un matériau plus fragile qui se rompt lorsqu'il est soumis à des contraintes.

Ce comportement est relatif, bien entendu, et ces deux types de roches imbriquées l'une dans l'autre, formant ainsi le gneiss hybride, constituent un appareil rocheux excellent. De ce fait, le gneiss hybride, intensément plissé, offre une bonne résistance à l'érosion, au cisaillement et à la fracturation.

En vue de corroborer cette étude qualitative et de disposer de valeurs pour les hypothèses de calculs, des essais de compressibilité sur éprouvettes furent effectués en laboratoire et des essais dynamiques,

TABLEAU I
Propriétés mécaniques du rocher de fondation
basé sur essai statique et dynamique

Type de roche	Module d'élasticité $\times 10^5$ Kg/cm ²			Vitesse de propagation Ondes longitudinales $\times 10^3$ M/sec.
	Statique		Dynamique	
	Sr 4	Comp.		
Amphibolite altérée	7.5	0.9	1.7 < E < 3.5	3.3 < V1 < 4.3
Amphibolite saine	4.1 < E < 7.0	1.2 < E < 3.1	4.2 < E < 5.3	4.8 < V1 < 5.3
Granite altéré	5.3 < E < 7.5	0.85 < E < 4.1		
Granite sain	6.0 < E < 6.7	1.9 < E < 4.0	5.0 < E < 6.0	5.3 < V1 < 5.8
<i>Résistance à la compression - charge de rupture</i> Monoaxiale : $780 < \sigma_1 < 1,100$ Kg/cm ² Triaxiale ($\sigma_2 = 70$ Kg/cm ²) : $1,000 < \sigma_1 < 1,400$ Triaxiale ($\sigma_2 = 350$ Kg/cm ²) : $\sigma_1 < 2,800$ Kg/cm ² Rocher altéré et cataclastique : $\sigma_1 < 700$ Kg/cm ²				
Note : Instrument de mesure des déformations Sr 4 : Extensiométrie électrique Comp : Comparateur mécanique				

en utilisant la méthode sismique, furent réalisés sur le terrain. Une synthèse du résultat de ces essais est montrée au tableau 1 ; les roches cristallines possèdent des propriétés élastiques relativement très élevées et de ce fait, supérieures à celles du béton. Bien que la figure 3 semble indiquer qu'il existe une certaine corrélation entre les types pétrographiques et les modules dynamiques, en réalité ces modules dépendent beaucoup plus de la structure géologique. C'est la structure géologique qui présente les principaux problèmes de fondation du barrage.

IV. — INFLUENCE DE LA STRUCTURE GÉOLOGIQUE

Des fractures recoupent le massif rocheux dans différentes directions mais aucune n'a une envergure régionale.

Celles indiquées sur la figure 3, représentent en réalité des cisaillements mineurs et de faible extension. Le plan de ces cisaillements se compose généralement de salbandes, c'est-à-dire d'une mince couche de chlorite plus ou moins « argileuse » souvent associée à de l'épidote et parfois à de la calcite. Le miroir de faille y est souvent apparent.

Il a été possible de discerner trois réseaux distincts de fractures en utilisant la stéréographie. Le premier réseau se compose de diaclases de cisaillements avec pendages sub-verticaux, ayant les directions conjuguées suivantes : N 25° E et N 55° E (fig. 3 : stéréogramme). Les éléments les plus prédominants de ces deux familles se situent sur la rive droite entre les contreforts C 6 et C 5. Le long de ces plans de cisaillement, la roche possède une texture cataclastique ; les fragments sont cimentés par de l'épidote et de la calcite d'origine tout probablement hydrothermale. La largeur maximale de la zone de broyage n'excède pas trois pieds (1 m). Par contre, le second réseau a une direction N 55° O et un pendage de 75° vers le sud-ouest. Les éléments de ce réseau se caractérisent par des couches d'amphibolites schisteuses sillonnées de filons quartzo-feldspatiques à texture porphyritique et œuillée.

Les éléments du premier réseau sont interprétés comme étant une rupture suivie d'un cisaillement tandis que ceux appartenant au second, résulteraient d'une déformation plastique de fluage et d'étirement caractérisés par l'entraînement de la gnessosité adjacente.

Le troisième réseau n'est pas strictement d'ordre tectonique. Les éléments se composent de fracture de tension, sans aucune trace de cisaillement, montrant une quasi-concordance avec la topographie de surface. Ce réseau représente vraisemblablement une sorte d'« exfoliation » à grande échelle. Grâce à la caméra-sonde et à la TV-sonde, il a été possible de réaliser un relevé précis de ces fractures. Ainsi,

le long des flancs du sillon, les fractures sont inclinées vers la base, tandis que plus haut, là où la pente s'adoucit, elles sont presque horizontales.

Il est à noter qu'elles ont pu être observées jusqu'à une profondeur de 160 pieds (50 m) quoique la fréquence de ces fractures soit inversement proportionnelle à la profondeur. De fait, près de la surface, elles sont espacées d'environ 6 pieds (2 m), tandis qu'à la profondeur de 100 pieds (30 m) l'espacement s'établit à environ 25 pieds (8 m). Près de la surface, les fissures sont toujours très irrégulières et s'apparentent aux bris des éprouvettes. Elles sont souvent ouvertes de quelques pouces (5 à 10 cm) et remplies de sables fins et lâches.

Le mécanisme responsable de la présence de ces fractures n'a pas encore été précisé. Il s'agirait de l'expansion superficielle et localisée de l'écorce terrestre à la suite d'un soulèvement qui aurait été provoqué par l'avènement et le retrait relativement rapides des glaciations du Pléistocène. En effet, selon certains indices, l'emplacement même du barrage a été recouvert de quelque 10 000 pieds (3 000 m) de glace causant un affaissement de l'ordre de 600 pieds (200 m). Les déformations verticales auraient engendré des contraintes horizontales assez forte pour occasionner une rupture de tension.

Parfois associées à des zones altérées, les diaclases « tectoniques » combinées aux fractures de tension, isolent des blocs de différentes dimensions comme le montre la figure 5 qui est une vue de la rive



Fig. 5

droite. Bien que la fréquence des diaclases soit assez grande, spécifiquement sous cette rive, leurs étendues sont plutôt restreintes de telle sorte qu'il y a une certaine imbrication. Il est à signaler que ces structures sont généralement soudées par des minéraux secondaires et qu'ils sont à peu près absents entre les contreforts 10 et 15.

De toute façon, le coefficient de friction le long de ces fractures est très élevé précisément à cause de l'irrégularité des parois ; à grande échelle une imbrication ou une action de « clef » doit être surmontée avant de produire un déplacement le long d'une surface donnée. D'autre part, les quelques zones de cisaillement à structure cataclastique que l'on rencontre à proximité du canyon, sont bien cimentées et elles ont une extension limitée. Cette reconsolidation se traduit par des vitesses de propagation sismique relativement élevée (fig. 3). Les fractures ouvertes du type « exfoliation » ou « soulèvement » ont posé des problèmes d'infiltration et de stabilité et ont de ce fait exigé des mesures correctives.

V. — TRAITEMENT GÉNÉRAL DES FONDATIONS

A. EXCAVATION ET PURGE.

La profondeur et l'envergure de l'excavation du rocher de fondation furent régies principalement par l'arrangement symétrique de l'ouvrage en rapport avec la topographie. D'une façon générale, la profondeur d'excavation dans le rocher varie de 10 à 30 pieds (3 m à 10 m) et ne nécessite le déblaiement que d'une mince couche de mort-terrain atteignant rarement plus de 15 pieds (5 m) d'épaisseur sauf dans le sillon alluvionnaire.

Des purges locales sont réalisées là où une altération superficielle se rencontre le long des zones de cisaillement et où des blocs sont isolés par les diaclases « tectoniques » et les fractures d'exfoliation. L'excavation du rocher a été faite à l'aide des méthodes classiques de forage et de dynamitage tout en faisant appel, en périphérie des excavations, à un préclivage.

Durant ces travaux, on a constaté que le dynamitage et l'extraction d'un certain poids de roc, provoquaient une décontrainte se traduisant souvent en fractures de décohesion et en soulèvements du fond des fouilles. Ainsi, avant la mise en place du béton, certaines calottes de roc atteignant un diamètre de vingt-cinq pieds (8 m) et une épaisseur de 3 pieds (1 m) ont dû être enlevées. Ce phénomène, semblable à une exfoliation de faible envergure, fut plus accentué dans le granite fragile de la rive gauche et aussi dans les fouilles profondes.

Par contre, sur la rive droite, là où le rocher est plutôt ferromagnésien, le terrain de fondations fut disloqué localement sous forme de blocs pyramidaux à cause de la propagation des gaz le long des fractures ouvertes et de la réflexion des ondes vibratoires lors des dynamitages.

La dissipation progressive des contraintes internes du rocher ne se limite pas uniquement au fond de fouilles, mais se rencontre aussi aux parois latérales. Pour réduire le morcellement pouvant en résulter, un boulonnage est réalisé. En outre, un sismitron [7], sorte d'amplificateur permettant de détecter les microséismes provoqués par les contraintes, est employé pour connaître l'évolution du phénomène tout particulièrement, aux flancs du sillon durant l'excavation des alluvions. Pour les premières levées, le bétonnage se fait à pleine fouille, ce qui se traduit par une distribution des charges meilleure que celle qui sert aux calculs de stabilité.

B. INJECTIONS.

Initialement, les injections furent conçues en vue d'assurer le contact béton-rocher, de consolider le terrain de fondation sur une profondeur de 10 pieds (3 m) et de réaliser un rideau d'injection au talon de l'ouvrage, c'est-à-dire en prolongement du parement amont des voûtes. Ce rideau ayant un pendage de 70° vers l'amont, doit atteindre une profondeur égale à 50 % de la hauteur de charge à une section donnée, sans être moindre que 100 pieds (30 m) (fig. 6).

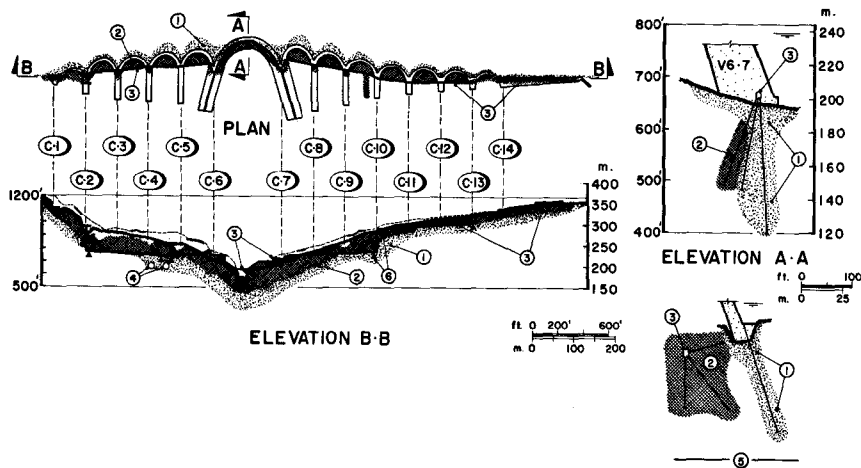


Fig. 6

Injection et drainage.

- | | |
|---------------------------------------|-----------------------------|
| (1) Voile d'injection. | (4) Galeries de dérivation. |
| (2) Voile de drainage. | (5) Coupe type. |
| (3) Galeries d'injection et drainage. | (6) Crête de jaugeage. |

Grouting and drainage.

- | | |
|--------------------------------------|----------------------------|
| (1) Grouting curtain. | (4) Diversion galleries. |
| (2) Drainage curtain. | (5) Typical cross section. |
| (3) Grouting and drainage galleries. | (6) Weirs. |

Cette disposition fut toutefois mise en doute, étant donné que la poussée de la retenue sur l'ouvrage peut provoquer l'ouverture des diaclases en amont par l'effet d'entraînement du terrain de fondation sous le barrage [8]. Les infiltrations pouvant en résulter deviendraient difficiles à éliminer à cause des grandes pressions d'injection qu'il faudrait exercer et surtout à cause de l'accès difficile au rideau d'injection. Par contre, la localisation de ce rideau en aval, réduisait dangereusement la longueur des cheminements de percolation.

Plusieurs variantes furent étudiées tout en considérant le système de drainage, le programme de bétonnage, la vitesse de montée du plan d'eau, l'organisation des travaux d'injection et la nécessité éventuelle d'effectuer une imperméabilisation additionnelle. La décision de réaliser le rideau à l'amont fut maintenue, mais en même temps on décida de pousser les injections de consolidation à une plus grande profondeur; soit à un minimum égal à 10 % de la hauteur de charge à une section donnée. Ce tapis d'injection a, en fait, une épaisseur variant de 30 à 50 pieds (10 à 15 m) sous l'ouvrage et assure un colmatage du contact béton-rocher.

Il en résulte une épaisse zone d'imperméabilisation qui prolonge en quelque sorte la voûte. De cette façon le rideau s'oppose aux grandes venues d'eau qui pourraient s'infiltrer sous l'épiderme du terrain que l'entraînement du barrage pourrait déchirer (fig. 6). Cette option permet les adaptations rendues nécessaires soit par des conditions locales, soit par les fuites d'injection vers la surface, ou par des restrictions imposées aux pressions d'injection à adopter. Ainsi l'espacement des trous pour la consolidation se resserre et les forages s'approfondissent selon les zones particulières à consolider.

C. TRAVAUX D'INJECTION.

Le rideau est réalisé à l'aide d'une ligne de forages espacés d'au plus 12 pieds (3,70 m). Pour en arriver à cet espacement les forages sont effectués en quatre séries, ceux de la première série ayant un espacement de 96 pieds (30 m) et ceux des autres étant successivement intercalés entre les précédents. La profondeur des forages varie selon les absorptions de coulis observés lors de la réalisation des séries précédentes. La première série, le calibre BX-1 $\frac{1}{8}$ pouces (4,8 cm) de diamètre, est creusée par rotation au diamant avec carottage pour mieux connaître le terrain de fondation tandis que les séries subséquentes de 2 pouces (5 cm) de diamètre sont forées par des engins à percussion.

L'injection s'effectue en phases remontantes de 25 pieds (8 m) au moyen d'un obturateur simple en caoutchouc, permettant de soumettre à une réinjection les sections déjà traitées. La première opération consiste à introduire un coulis se composant de cinq volumes

d'eau pour un de ciment, ce rapport étant ensuite réduit par étape selon le taux d'absorption. Pour le rideau, les pressions effectives à l'obturateur sont généralement limitées selon la formule $P = H \log H$ où $P =$ est la pression en livres par pouce carré et « H » désigne la profondeur en pieds mesurée verticalement, entre le sommet du forage et l'obturateur. ($P = 0,12 H + 0,23 H \log H$ où P est en kg/cm^2 et H en mètres).

Il est à noter que le rideau a requis 798 forages qui ont accepté 8,465 pieds cubes (240 m^3) de ciment. Une analyse de ces absorptions indique que seulement 7 % de ce volume a été introduit dans les failles ou zones de cisaillement majeures, montrant ainsi leur faible ouverture. Par contre, le colmatage des fractures dites d'exfoliation et des diaclases « tectoniques » en a exigé 47 %, les injections de contact béton-rocher près de 25 %, les pertes en surface 14 % et 7 % de divers ou non-classés. L'établissement de ces proportions a été fait à partir d'une corrélation entre les sections colmatées et les données géologiques cumulées avant et après injection à l'aide de carottage et d'examen avec la caméra-sonde et la TV-sonde. D'autre part, toutes les injections pour le rideau et le tapis sont réalisées seulement après que les levées de bétonnage atteignent une hauteur minimum de 50 pieds (15 m) au-dessus du terrain de fondation.

Pour le tapis d'injection, l'espacement entre les forages au niveau du rocher varie entre 10 et 15 pieds (3 m et 4,5 m). Les absorptions s'élèvent à 25,321 pieds cubes (717 m^3) de ciment pour les 4,617 forages qui ont été soumis à des pressions, mesurées en surface, de $P = 50 + H$ où P est en livres par pouce carré (psi) et H désigne un (1) psi par pied vertical de la masse superposée. ($P = 3,52 + 0,23 H$ ou P est en kg/cm^2 et H en mètres).

D. SYSTÈME DE DRAINAGE.

Différents systèmes de drainage, atteignant en profondeur le tiers de la hauteur de charge (fig. 6, élévation BB), ont été étudiés et les trois principaux sont les suivants :

- a) des trous de drainage aboutissant dans une galerie construite à l'aval au pied des voûtes;
- b) des trous de drainage, aussi à l'aval des voûtes, mais aboutissant à une passerelle au lieu d'une galerie;
- c) des galeries souterraines pourvues de trous de drainage forés vers le haut et le bas.

La troisième option est adoptée comme solution générale, car elle s'avère la moins coûteuse tout en évitant les problèmes de gel en surface et en donnant un drainage plus efficace. Ces galeries souterraines sont implantées près du talon amont des contreforts comme le montre

la figure 6. Toutefois, sous la voûte centrale la plupart des rideaux d'injection et de drainage sont rattachés à la galerie aménagée à même la voûte (fig. 6, elev. A-A).

Afin d'éviter un « décolmatage » des fissures, les forages de drainage n'atteignent pas la zone consolidée par injections. De plus, la situation, l'orientation et la longueur de chacun de ces trous sont soigneusement établis en tenant compte de la structure géologique, des essais de perméabilité et des absorptions durant les injections tout en évitant le plus possible une érosion éventuelle du coulis de ciment. En outre, ces forages ne traversent pas les zones de cisaillement qui contiennent des salbandes argileuses pour éviter l'érosion de l'argile. Pour cette même raison, la galerie recoupant la faille entre les contreforts 9 et 10 est recouverte de béton soufflé.

Une inspection mensuelle permet de connaître l'évolution du taux d'infiltration sous l'ouvrage en mesurant le débit aux trous et aux crêtes de jaugeage. Selon ces observations des piézomètres sont installés en aval des drains et permettent de mieux déceler le développement de sous-pressions pouvant devenir dangereuses.

Il est à rappeler que le réservoir est présentement en voie de remplissage; le 31 mai 1969, le plan d'eau se situe à la cote 1073.6 pieds (326 m) au-dessus du niveau moyen de la mer — G.S.C. datum — et atteindra le niveau maximum c'est-à-dire, 1,180 pieds (360 m) en 1972 ou plus tard, dépendant de l'exploitation du réservoir. Une étude détaillée est en cours sur l'évolution du régime des infiltrations et se poursuivra lors des cycles de marnage.

VI. — TRAITEMENTS SPÉCIAUX

A. VOÛTE CENTRALE.

Ce qui attire en premier lieu l'attention de l'observateur qui fait face au barrage, c'est la portée de la voûte centrale et l'orientation de ses deux contreforts (fig. 2). Cette géométrie fut adoptée à cause de la présence du sillon et d'un système de diaclases inclinées débouchant dans celui-ci. On remarque que les contreforts principaux ne sont pas symétriques; le C6 est situé le long d'une zone de cisaillement et son assise est plus inclinée vers l'amont et plus élevée que celle du C7. Ces contreforts sont divergents de façon à orienter les efforts vers les rives, loin du sillon. En plus, un blocage de ce sillon à l'aide de béton maigre suivi d'injections de collage évite le resserrement des flancs (fig. 2, section BB).

Pour empêcher la dislocation du bedrock découpé par le système de joints décrit ci-haut un tablier de béton recouvre la paroi rocheuse

en rive droite où cette paroi est soumise à l'action des jets d'eau provenant des pertuis de restitution. Ce tablier est pourvu d'un système de drainage pour soulager les sous-pressions qui pourraient devenir dangereuses en raison de sa situation en aval de la voûte principale entre les deux contreforts.

Aucune faille ou zone de cisaillement n'est associée au sillon. Toutefois, la présence de fractures d'exfoliation combinées de diaclases « tectoniques » isolent des blocs qui ont nécessité des « curetages » comme sur le flanc en rive ouest montré à la figure 5. Ces structures se rencontrent particulièrement en rive ouest où la faille, associée à une zone de cisaillement longeant le contrefort 6, a imposé l'épaississement du rideau d'étanchéité à l'aide de trois lignes de forages dont le perçage et l'injection ont été réalisées à partir de la galerie dans la voûte et du parement amont du barrage.

Les injections dans la région de la voûte principale ont été soumises à un contrôle très rigoureux; à cause de la topographie et des traits géologiques, les pressions d'injection ont été réduites par rapport à celles normalement imposées. A cette fin, des indicateurs de soulèvement ont été employés pour déceler toute déformation. Ces indicateurs se composent de tiges ancrées en profondeur et isolées au moyen d'un fourreau en polythène; l'extrémité de la tige actionne, selon les déformations, un extensomètre fixé en surface.

Le système de drainage sous la voûte principale se compose de trous de forage partant de la galerie dans la voûte et d'une autre galerie située à la cote 570 pieds (175 m) dans le socle de béton sous le barrage (fig. 2 et 6). Une inspection rigoureuse et périodique durant l'élévation du bief d'amont a permis de déceler en février 1969 une augmentation substantielle du débit d'infiltration. Les mesures correctives consistèrent à réaliser simultanément une étanchéisation du rideau d'injection et une extension du système de drainage.

B. CONTREFORT 9.

Au contrefort 9 (fig. 2), une faille presque perpendiculaire au barrage et ayant un pendage de 30° vers l'est, contient une salbande argileuse (fig. 7). Un approfondissement des fouilles permet d'asseoir le contrefort plus bas que cette structure géologique et de porter, au niveau de la voûte 9-10, les charges vers les murs de la faille (fig. 7). En outre les trous de drainage évitent de recouper la salbande argileuse afin d'en prévenir le débouillage.

C. VOÛTE 2-3.

La figure 7 montre trois failles, désignées 2, 3 et 5, isolant en quelque sorte un bloc pyramidal découpé par des diaclases conte-

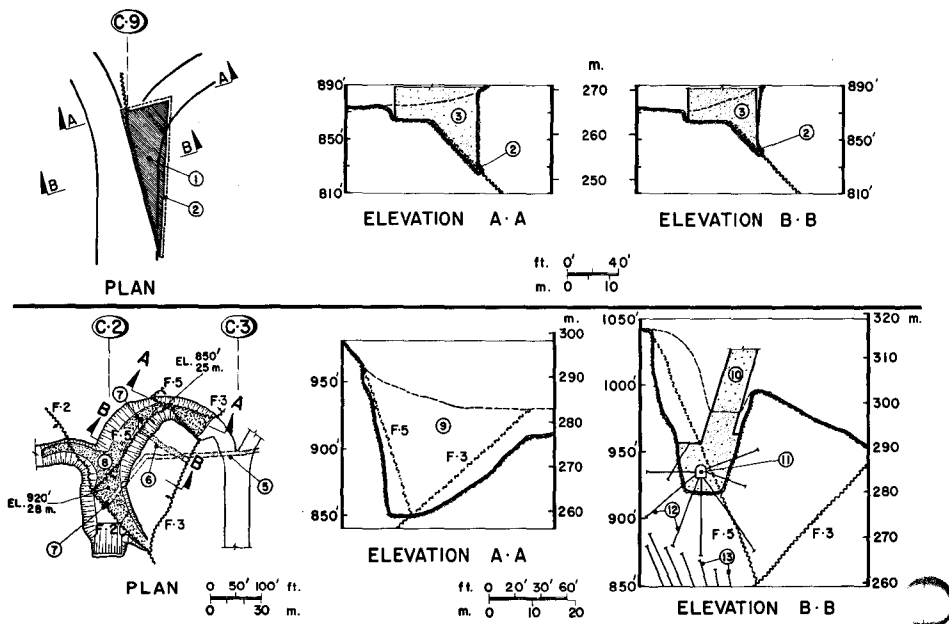


Fig. 7

Contrefort 9.

- | | |
|-----------------------------------|---|
| (1) Roc excavé en surplus; plan. | (7) Puits d'accès. |
| (2) Roc excavé en surplus; coupe. | (8) Fond de fouille. |
| (3) Excavation bétonnée. | (9) Excavation contrôlée par les failles. |

Voûte 2-3.

- | | |
|---|---------------------------|
| (5) Galerie de drainage cote ± 260 m, 780 pi. | (10) Voûte V 2.3. |
| (6) Galerie d'inspection. | (11) Galerie d'injection. |
| | (12) Trous d'injection. |
| | (13) Trous de drainage. |

Buttress 9.

- | | |
|--|----------------------------------|
| (1) Supplementary excavation; plan. | (6) Inspection gallery. |
| (2) Supplementary excavation; section. | (7) Access shaft. |
| (3) Concreting. | (8) Bottom of excavation. |
| | (9) Fault controlled excavation. |
| | (10) Arch V 2-3. |
| | (11) Injection gallery. |
| (5) Drainage gallery el ± 260 m, 780 ft. | (12) Injection holes. |
| | (13) Drain holes. |

nant aussi des salbandes argileuses. Ces dernières appartiennent à une famille parallèle à la faille 3 et rendent le bloc plus déformable. Toutefois, la déformabilité de ce bloc ne peut être déterminée à cause de variations dans les caractéristiques, l'épaisseur et la continuité de ces couches de « sol cohérent ». Plusieurs solutions à ce problème de compressibilité et à celui des sous-pressions furent étudiées.

Celle qui fut retenue consiste à pratiquer une fouille jusque sous le bloc et d'y asseoir le barrage comme l'illustre la figure 7. Le système

de drainage s'écoule dans la galerie souterraine et dans un puits débouchant dans celle-ci (fig. 6). Les trous de drainage sont aménagés de la même façon qu'au contrefort 9, pour éviter un débouffrage du filet argileux le long de la faille 5.



Fig. 8

D. RIVE OUEST.

D'autre part, sur la même rive mais entre le canyon et le contrefort 3, une fracture d'exfoliation remplie de sable lâche isole un bloc gigantesque; plus de 500 pieds (150 m) de long, au-delà de 400 pieds (125 m) de large, atteignant près de 80 pieds (25 m) de hauteur et d'un poids dépassant 600,000 tonnes (545,000 tonnes métriques) (figure 9). L'étendue de cette structure se précise au fur et à mesure que l'excavation progresse comme on le constate à la figure 8 montrant les fouilles au contrefort 5.

Il va sans dire qu'il ne fut pas question de faire reposer l'ouvrage sur le bloc. Un traitement par injection ou un colmatage en sous-œuvre auraient entraîné des travaux longs et coûteux, sans compter les difficultés et les impondérables que cette alternative aurait comporté. En fait, les fouilles furent approfondies de façon à asseoir le barrage plus bas que le fond du bloc.

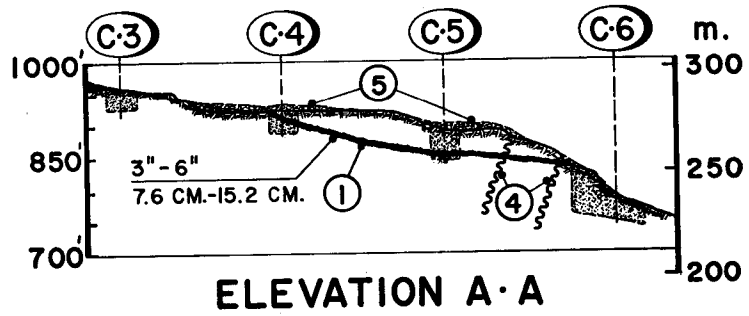
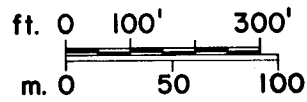
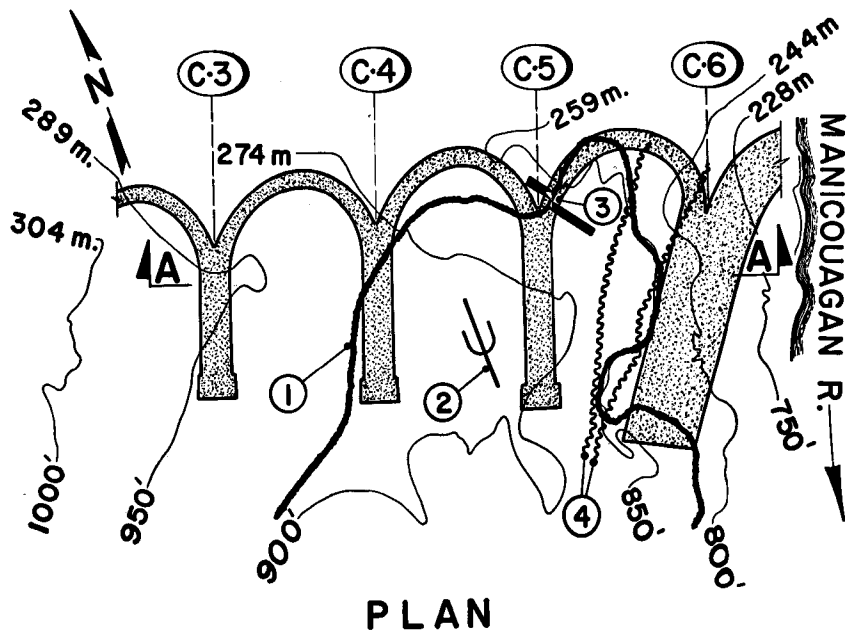


Fig. 9

- | | |
|---|---|
| <p>(1) Soulèvement d'une fissure remplie de sable lâche.</p> <p>(2) Direction du mouvement des glaciers.</p> <p>(3) Rejet d'un filon couche.</p> <p>(4) Faille.</p> <p>(5) Dépôt glaciaire.</p> | <p>(1) Uplifting of a fissure filled with loose sands.</p> <p>(2) Direction of glacier movement.</p> <p>(3) Displacement of a dyke.</p> <p>(4) Fault.</p> <p>(5) Glacial drift.</p> |
|---|---|

VII. — CONCLUSION

En conclusion, les mesures de déformation du barrage effectuées jusqu'ici [9] ,semblent indiquer que, malgré la présence des structures géologiques décrites ci-haut, le terrain de fondation du barrage se déforme sensiblement comme le laisse prévoir les propriétés mécaniques des roches qui le composent.

On peut donc croire que les mesures correctives et le traitement des fondations sont efficaces. Il n'en demeure pas moins essentiel de continuer l'auscultation de l'ouvrage et de surveiller tout particulièrement l'évolution des sous-pressions et des infiltrations pour apporter au besoin les corrections nécessaires.

REFERENCES

- [1] BARIBEAU, B. — Large Hydro Developments in Quebec; *Civil Engineering* (American Society of Civil Engineers), December 1965.
- [2] BELLIER, J. — Barrage de Manicouagan 5; *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux publics*, décembre 1965, Travaux Publics (103).
- [3] DAGENAIS, C. A. et TURENNE, G. — Analyse et solution du problème d'étanchéité au batardeau amont de l'aménagement de Manicouagan 5; *Institut Canadien des Ingénieurs, Congrès de Québec*, mai 1965.
- [4] HOON, R. C. and SHARMA SHRI, K. R. — The Selection, Processing and Specification of Aggregates for Concrete for Large Dams; Effect of Employing Micaceous Sand as Fine Aggregate Fraction on the Properties of Cement Mortar and Concrete; Commission Internationale des Grands Barrages, *Septième Congrès des Grands Barrages*, Q. 24 R. 14, Rome, 1961.
- [5] LAROCQUE, G. S. et GAUVIN, P. L. — Manicouagan 5 - Agrégats : 2,800,000 v.c. de béton à 4,500 psi.; *Génie Construction*, octobre 1962, pp. 26 à 31.
- [6] CARTIER, C. and BISAILLON, A. — Characteristics of the Aggregates used for Manicouagan 5 Multiple arch Dam and Manicouagan 2 Hollow Joint Concrete Gravity Dam; *Canadian Institute of Mining and Metallurgy*, Congress 1964.

- [7] CRANDELL, F.J. — Determination of Incipient Roof Failures in Rock Tunnels by Micro-Seismic Detection; *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, January, 1955.
- [8] CANDIANI, G. et GAVAZZI, Pio. — Influence des déformations de la roche de fondation d'un barrage sur l'écran d'imperméabilisation; Commission Internationale des Grands Barrages, *Huitième Congrès des Grands Barrages*, R. 30 et Q. 28, Edimbourg, 1964.
- [9] BOYER, B.; BROWN, E. L.; MENDÉS, L. P. et MOREAU, R. — Barrage Daniel-Johnson (Manicouagan 5); Surveillance du comportement de l'ouvrage. Commission Internationale des Grands Barrages, *Dixième Congrès des Grands Barrages*, Montréal, 1970.

RÉSUMÉ

Les fondations à Manicouagan 5 ont présenté des problèmes en raison du type et de l'envergure du barrage.

Ces problèmes sont principalement dus à la structure du rocher. On y retrouve les structures classiques, telles que diaclase et zone de cisaillement, lesquelles se rattachent au gneiss précambrien. De plus le massif est recoupé, jusqu'à de grandes profondeurs de fractures de tension plus ou moins parallèles à la surface. La structure géologique a été un facteur important dans la conception sur des points fondamentaux, comme la disposition des éléments de l'ouvrage, les fouilles et le traitement des assises. Les critères classiques gouvernant la position et la conception de rideaux d'injection et de drainage, ont été remis en question.

SUMMARY

The foundations at Manicouagan 5 presented a number of problems due to the type and size of the dam. These problems were brought about by the structure of the rock. Classical structures, such as joints and shear zones associated with precambrian gneiss are found. Furthermore, the mass is cut by tension fractures, more or less parallel to the surface and extending to great depths. The rock structure governed the design in regards to fundamental points as for instance the geometry of the arches and buttresses, the excavations and the treatment of the foundation. The normal grout curtain and drainage designs were questioned.