

Zeitschrift: Bulletin de l'Association suisse des électriciens
Herausgeber: Association suisse des électriciens
Band: 33 (1942)
Heft: 19

Artikel: Action du gel sur des ouvrages en béton en haute montage : rapport destiné au Congrès de l'Union Internationale des Producteurs et Distributeurs d'Energie électrique (UIPD), qui devait avoir lieu à Rome en 1939

Autor: Eggenberg, H. / Seidel, K.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-1056697>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 24.12.2024

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

REDAKTION:
Sekretariat des Schweizerischen Elektrotechnischen Vereins
Zürich 8, Seefeldstrasse 301

ADMINISTRATION:
Zürich, Stauffacherquai 36 + Telephon 5 17 42
Postcheck-Konto VIII 8481

Nachdruck von Text oder Figuren ist nur mit Zustimmung der Redaktion und nur mit Quellenangabe gestattet

XXXIII. Jahrgang

N° 19

Mittwoch, 23. September 1942

Action du gel sur des ouvrages en béton en haute montagne

Rapport destiné au Congrès de l'Union Internationale des Producteurs et Distributeurs d'Énergie électrique (UIPD), qui devait avoir lieu à Rome en 1939 *)

Par H. Eggenberger et K. Seidel, Berne

536.48 : 666.97

Die Schweizerischen Bundesbahnen machten an den Staumauern des Barberine- und des Ritomsees interessante Erfahrungen und führten umfassende Untersuchungen über das Entstehen und Verhüten von Frostschäden, insbesondere an der Staumauer Barberine, durch. Hierüber wird im folgenden berichtet und es werden die Schlussfolgerungen, die sich daraus für die Erstellung von Betonbauten im Hochgebirge ergeben, mitgeteilt.

Les Chemins de fer fédéraux ont fait des expériences intéressantes aux barrages des lacs de Barberine et Ritom. Ils ont recherché les causes des détériorations occasionnées par le gel au barrage de Barberine en particulier, et utilisé des moyens propres à les éviter. Ces expériences et recherches ainsi que les conclusions qui en sont tirées pour la construction d'ouvrages en béton en haut montagne font l'objet du rapport ci-après.

1. Barrage de Barberine

Ce barrage à gravité (fig. 1) construit de 1922 à 1925 en béton coulé a une hauteur maximum de 79 m et une longueur de 284 m au couronnement; celui-ci se trouve à 1889 m s. m. et est cintré au rayon de 350 m. A droite du barrage est aménagé un déversoir de 6 ouvertures, de 23 m de longueur totale. Le côté aval du barrage est revêtu de moellons (fig. 2). Le dosage du béton est, pour la partie supérieure de 15 m de hauteur, au-dessus de la cote 1874, de 180 kg de ciment Portland et 20 kg d'hydrate de chaux par m³. Ce béton n'a reçu aucun revêtement du côté amont. Sur les 25 m en-dessous, entre les cotes 1874 et 1849, le béton du corps du barrage a un dosage de 210 kg de ciment Portland par m³ (P 210); il est muni d'un revêtement en béton P 300. La partie en-dessous de la cote 1849 n'entre pas en considération dans ce rapport, parce qu'elle est toujours restée sous l'eau jusqu'à ce jour, et qu'ainsi elle n'a pas été exposée à l'action du gel. Ce béton, continuellement en contact avec l'eau très pure du lac, n'a aucunement souffert. Aucun phénomène de dissolution du ciment n'y a pu être mis en évidence.

La première désagrégation s'est manifestée en 1929 sur le béton armé de la dalle de la passerelle sur le déversoir, c'est-à-dire cinq ans seulement après son exécution en 1925. Ce béton P 300 a été complètement détruit par le gel et a été remplacé par une construction en fer et bois.

*) Le congrès en question n'ayant pu avoir lieu à cause de la guerre, nous publions ce rapport (soumis à l'UCS en 1939 déjà) avec l'assentiment de l'UIPD, compte tenu des observations et des mesures prises depuis lors.

Dans la même année 1929 le béton du parement amont du barrage a commencé à se désagréger sur les 15 m supérieurs sur le côté droit, vers le déversoir, et cela surtout aux joints de reprise du

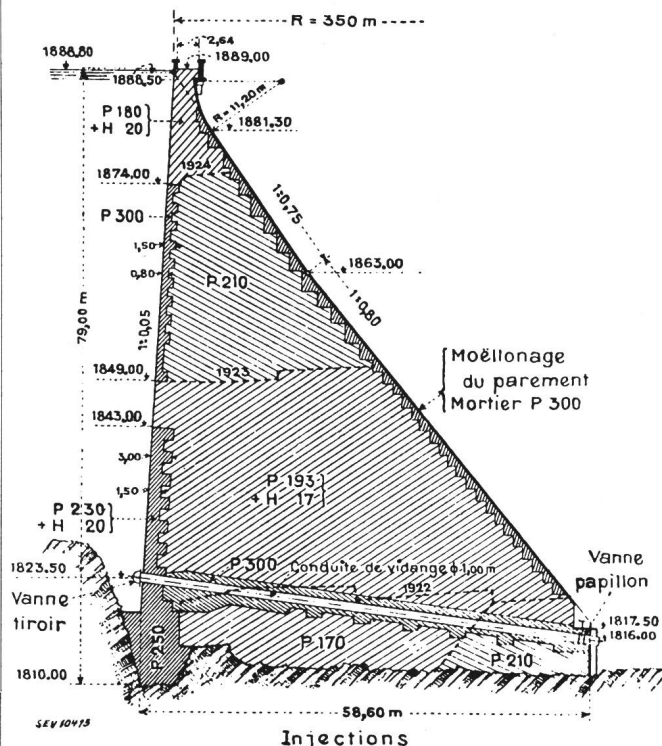


Fig. 1.
Barrage de Barberine
M 1 : 1000

Remarque: Tous les dosages s'entendent en kg par m³ de béton ou mortier. P = Ciment Portland. H = Hydrate de chaux.

bétonnage. La désagrégation n'était que très peu prononcée au bas de cette zone, à la cote 1874, et croissait vers le sommet du barrage. Le béton endommagé devenait friable et commençait à se détacher par feuillets; la profondeur de la désagrégation visible atteignait 20 cm par endroits. Le béton P 300 du parement amont en-dessous de la

barrage, en vue de déterminer la profondeur à laquelle se font sentir des effets du gel, ainsi que la résistance du béton. M. Bolomey, qui a exécuté les essais, en résume les résultats comme suit:

«Lors de leur extraction, ces blocs de béton avaient tous l'apparence d'être constitués par un béton dur, compact et sain. Toutefois, après quelques jours de conservation à l'air,

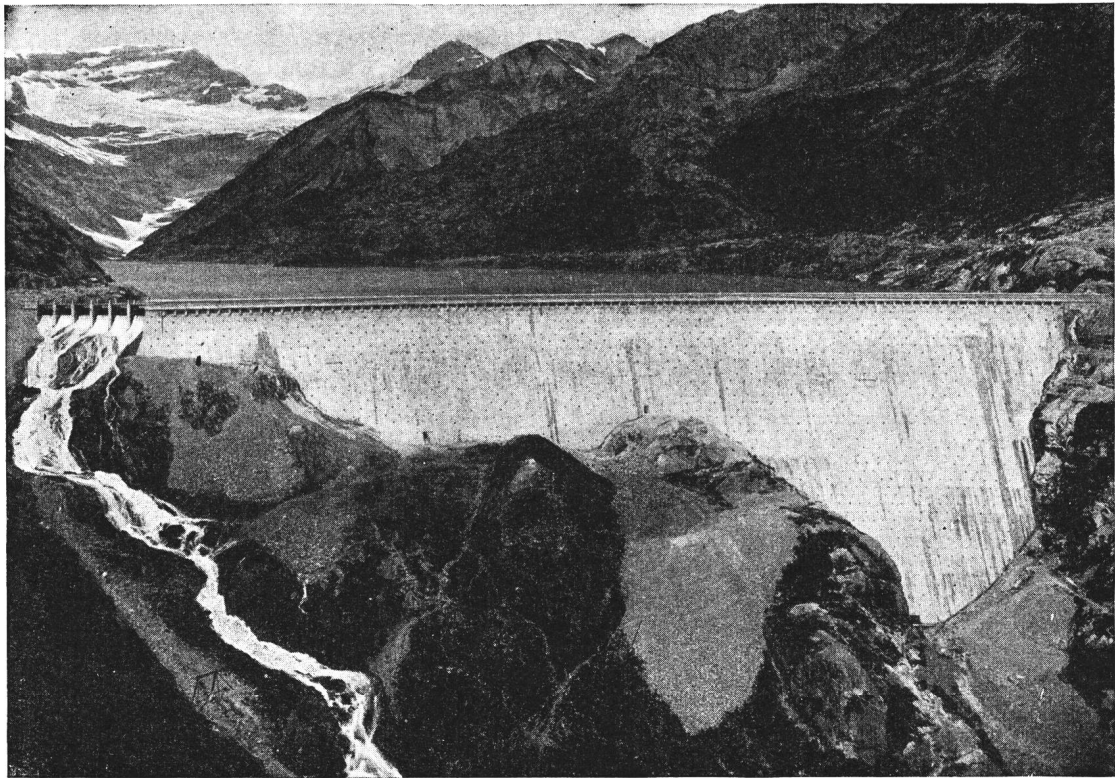


Fig. 2.
Barrage de Barberine
Vue d'ensemble.

cote 1874 était parfaitement sain. On se décida d'enlever le mauvais béton jusqu'à une profondeur de 25 cm et de le remplacer par des moellons artificiels en béton P 300 de $50 \times 24 \times 20$ cm; ce revêtement exécuté en 1930 et 1931 a reçu deux couches de badigeon bitumeux et a été ancré ultérieurement au corps du barrage à l'aide de barres de fer de 20 mm de diamètre.

Au courant de l'automne 1931, ces pierres artificielles ont été soumises à des essais effectués sous la direction du Prof. J. Bolomey au Laboratoire d'essai des matériaux de l'Ecole d'Ingénieurs de Lausanne. Le résultat de ces essais a été commenté par M. Bolomey comme suit:

«Leur résistance après un an de durcissement est de
355 kg/cm² à la compression
53 kg/cm² à la flexion.

Malgré ces excellentes résistances mécaniques, ces moellons sont attaqués à la longue par le gel. Ils ne donnent pas une sécurité suffisante et il ne convient pas de les utiliser pour le revêtement du parement amont.»

A la même époque, des éprouvettes de béton ont été prélevées à 1 m en-dessous du sommet du

ils n'ont pas tardé à se fissurer profondément, ce qui a rendu leur sciage impossible. Les résistances à la compression n'ont pu être déterminées qu'approximativement, sur des fragments grossièrement taillés à la broche et apprêtés au ciment. Les résistances obtenues ont varié entre 98 et 120 kg/cm²; elles sont régulières mais faibles. La fissuration, qui a entraîné une notable chute à la résistance du béton, est certainement due au gel qui fait ainsi sentir ses effets à plus à plus d'un mètre de profondeur. Sur cette épaisseur le béton possède encore une résistance suffisante à la compression, par contre, celle à la traction et au cisaillement est pratiquement nulle.» ... «Si le béton saturé d'eau est rapidement détruit par le gel, cette sensibilité diminue en même temps que l'humidité.»

Des essais ultérieurs effectués sur des blocs de béton extraits en 1932 à 2 m en-dessous de la couronne du barrage, côté amont, et qui n'ont pas été attaqués par le gel, ont révélé une résistance du béton à la compression d'environ 200 kg/cm², correspondant au dosage et à la durée du durcissement. M. Bolomey écrit dans son rapport sur ces essais:

«Lors des essais de contrôle effectués pendant la construction on a trouvé comme résistances moyennes en 1925:

Résistances à 28 jours	63 kg/cm ²	} moyenne de 66 essais
90 jours	97 kg/cm ²	
180 jours	118 kg/cm ²	

En appliquant la formule de durcissement de Hacar et Cizek

$$R_T = a + b \log t,$$

a et b étant des constantes, t étant la durée du durcissement en jours, on trouve pour les résistances ci-dessus:

$$a = -35, b = 67, \text{ d'où}$$

$$R_{7\text{ans}} = -35 + 67 \times 3,41 = 195 \text{ kg/cm}^2$$

qui diffère peu de la résistance obtenue aux essais.»

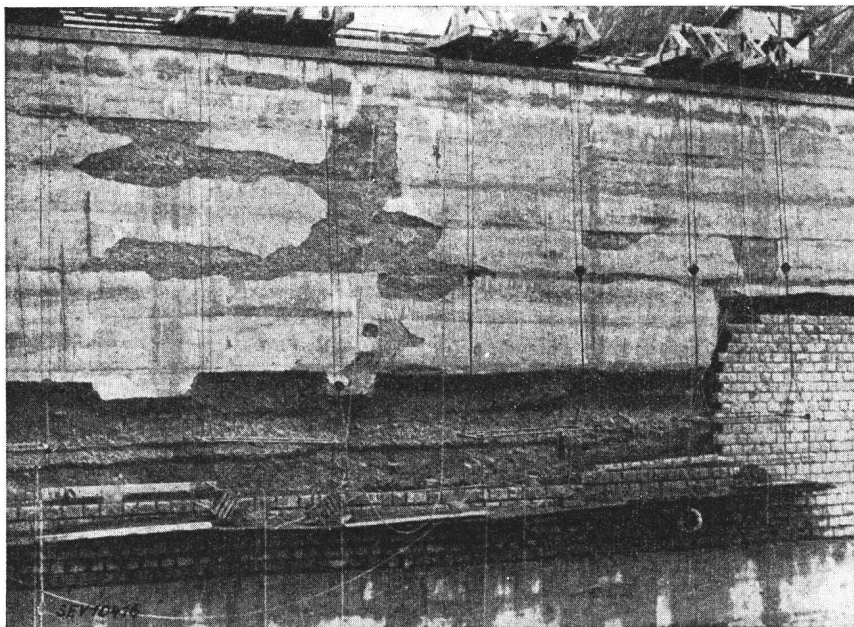
Et par ailleurs il dit encore:

«Il n'a pas été possible de mettre en évidence un défaut de fabrication ou un défaut de qualité du ciment.»

«Sur la base des connaissances actuelles on peut affirmer que tout béton ayant une résistance inférieure à 3 à 400 kg/cm² est en danger d'être détruit par le gel s'il est exposé saturé d'eau à une température inférieure à -20°.»

Et enfin au sujet du module d'élasticité il écrit:

«Le module d'élasticité du béton sain varie entre 300 000 et 400 000 kg/cm². Ce sont les mêmes valeurs que celles trouvées lors de la construction. Le module d'élasticité d'un béton saturé d'eau est notablement plus faible que celui du même béton sec. Dès qu'un béton est fissuré (fissures capillaires, invisibles à l'œil nu), son module diminue considérablement et peut prendre des valeurs très différentes suivant la région observée.»



En 1934 on a prélevé, derrière le revêtement aval du barrage, un bloc de béton au dosage de 180 kg de ciment Portland et 20 kg d'hydrate de chaux par m³. M. Bolomey a trouvé que ce béton, à une profondeur de 0,80 m du parement, est d'excellente qualité et que jusqu'ici (après 9 ans) il n'a aucunement souffert du gel.

En 1931 déjà, on a reconnu, ensuite des premiers examens du béton au laboratoire, qu'il fallait recourir à un revêtement en maçonnerie aussi étanche

que possible sur une épaisseur minimum de 0,8 à 1,0 m pour protéger efficacement le parement amont contre les effets du gel.

Disposant d'un excellent grès siliceux qui servit déjà au revêtement du parement aval du barrage, on se décida à revêtir aussi le côté amont avec cette pierre. Le mortier utilisé contient 450 kg, celui pour le rejointoyage 800 kg de ciment par m³ de sable de rivière. Des essais ont été effectués dans l'hiver 1931/32 sur divers mortiers et sables et à ce sujet M. Bolomey dit:

«La résistance au gel des mortiers au dosage de 400 kg est douteuse, leur durcissement étant nul ou faible. Les mortiers à 300 kg accusent tous une perte de résistance par rapport à celle obtenue à 28 jours, ils seront détruits à la longue par le gel. Il résulte de ces essais que le mortier destiné aux maçonneries du parement amont devra être préparé avec du sable lavé au dosage de 400 à 500 kg d'un bon ciment par m³ de sable. Le sable ne devra pas contenir plus de 10 % de particules inférieures à 0,3 mm.»

Les essais effectués en 1938 avec d'autres sables sont commentés par M. Bolomey comme suit:

«Les mortiers au dosage 300 ont déjà une bonne résistance au gel. Pour obtenir toute sécurité à cet égard, il serait désirable de porter le dosage à 400 kg par m³ de mortier.»

L'épaisseur du revêtement côté amont, exécuté dans les étés de 1932 à 1934, varie entre 0,70 m au bas de la zone de 15 m jusqu'à 1,20 m vers le sommet du barrage (fig. 3). Le revêtement est ancré au corps du barrage au moyen de barres de fer de 20 mm de diamètre pénétrant à 1,50 m de profondeur et placées à des intervalles d'un mètre dans le sens de la hauteur et de 1,50 m dans le sens horizontal. Les joints de dilatation, disposés tous les 25 m et présentant du côté amont une fissure jusqu'à 0,5 mm de largeur au sommet du barrage, ont été piqués à une profondeur de 5 cm et remplis d'un mastic asphaltique (Igas).

Le revêtement en pierres naturelles a commencé à se

Fig. 3.

Barrage de Barberine

Vue montrant les effets superficiels du gel et le revêtement en cours d'exécution.

fissurer une année à peine après sa confection. Les fissures, plus nombreuses dans la partie droite du barrage, suivaient irrégulièrement les joints horizontaux et verticaux, mais elles étaient très minces et à peine visibles à l'œil nu. Cette fissuration est due, non au gel, mais à des variations de dilatation et de contraction causées par les changements de température. Ces fissures furent traitées, à partir de 1934, de la même manière que celles des joints de dilatation.

En 1932, on a constaté que le béton P 300 du parement amont en-dessous de la cote 1874, qui en 1929 avait été trouvé parfaitement sain, montrait des désagréments le long des joints de dilatation et surtout le long des joints de reprise. Dans les mauvaises parties, le béton fut enlevé jusqu'à une profondeur de 0,30 m et remplacé par des pierres artificielles en béton P 400, plus tard P 450, qui, contrairement à celles de l'an 1929 avec P 300, résistaient aux essais de gel.

Le revêtement en moellons artificiels, exécuté en 1930 et 1931, accusait en 1933 des fissures le long des joints. Les moellons eux-mêmes ne présentaient pas la moindre attaque par le gel. Etant donné cependant que les essais de 1931 avaient démontré leur gélivité à la longue, et que le béton derrière les moellons était humide et attaqué par le gel, on a enlevé en 1934, ces parties et on les a remplacées par un revêtement en grès, comme décrit ci-dessus.

Afin d'éviter autant que possible des suintements à travers le barrage, qui avaient été constatés surtout à la partie supérieure aux extrémités de celui-ci, on a procédé, en 1934, à des injections de ciment. Une partie des trous d'injection furent pratiqués depuis le couronnement du barrage jusque dans le rocher. La longueur totale des forages a atteint 593 m et la quantité de ciment injectée 65 t. Dans la même année, la chaussée au sommet du barrage fut revêtue d'une couche d'asphalte naturel, protégée par un tapis à base de bitume.

En automne 1934 le revêtement en grès de toute la zone supérieure, au-dessus de la cote 1874, était terminé. Dans les années suivantes, toutes les fissures qui se formaient successivement furent traitées au mastic asphaltique, comme les joints de dilatation. Il s'est révélé cependant que le jointoyage en mastic asphaltique doit être rhabillé tous les printemps, car la glace qui couvre le lac adhère au mastic et l'arrache en partie au fur et à mesure de l'abaissement du niveau d'eau.

En 1938, on n'a plus constaté de nouvelles fissures. Les pertes d'eau à travers le corps du barrage qui étaient d'environ 30 l/min lors du premier remplissage du lac en 1926, ont diminué à 17 l/min en 1935 et jusqu'à 3 l/min en 1936 et à 2 l/m en 1938. Ce bon résultat doit être attribué tout d'abord au revêtement soigneusement jointoyé au mastic asphaltique. Jusqu'en 1941 les pertes ont augmenté légèrement à environ 5 l/min.

Le béton P 300 en-dessous de la cote 1874, qui en 1929 était parfaitement sain, fut soumis à des essais en 1933 et 1937; M. Bolomey qui les a exécutés, en conclut en 1933:

«Les essais ont montré que ce béton P 300 est gélif et que d'ailleurs il a déjà souffert sur une épaisseur d'environ 20 cm (chute du module d'élasticité et chute de résistance).»

et 1937:

«Les résistances à la compression du béton sont élevées et dépassent en moyenne 420 kg/cm². Les résistances à la flexion sont relativement faibles et ne correspondent pas à celles à la compression. Il y a eu une chute de la résistance à la flexion, qui peut être évaluée à environ 30 %, par suite de

l'attaque générale du béton par le gel. L'examen des coupes de béton a montré l'existence d'une fissuration très prononcée, parallèle au parement et s'étendant jusqu'à 25 cm de profondeur. Cette fissuration est due au cisaillement du béton, déjà quelque peu affaibli, par suite du gonflement du béton au moment où il gèle. Il s'agit là d'un phénomène qui n'a pas encore été signalé et qui doit être encore étudié.

Les modules d'élasticité confirment entièrement les conclusions ci-dessus. D'après la formule du Laboratoire fédéral d'essais des matériaux le module d'élasticité d'un béton ayant une résistance sur cubes de 420 kg/cm² peut être estimé à 380 t/cm²; le module du bloc prélevé en 1933 a été de 440 t/cm², celui du bloc prélevé en 1937 a été inférieur à 300 t/cm². La chute du module d'élasticité peut ainsi être évaluée entre 20 et 30 %; elle est du même ordre de grandeur que la chute de la résistance à la flexion.

Lors des essais de 1933 nous avons conclu à une légère altération du béton jusqu'à 20 cm du parement; au delà de cette distance, le béton était encore sain. Actuellement ce béton de parement est sur le point de se détacher en plaques et toute la masse du béton à 300 kg est dans le même état que celui près du parement en 1933. Des mesures de consolidation s'imposeront donc dans un délai relativement court.»

Il va sans dire qu'on procédera à cette consolidation en exécutant le revêtement de la même manière que celui de la partie supérieure du parement; toutefois on pourra attendre jusqu'à ce que la désagrégation ait atteint une profondeur à peu près égale à l'épaisseur du nouveau revêtement.

Il reste à ajouter qu'on a essayé, en 1932 et 1934, d'arrêter les attaques par le gel en protégeant le béton P 300 au moyen d'un badigeon bitumeux et au moyen d'une gunite armée. Ces essais ont abouti à des échecs complets. En effet, s'il est possible, à certaines conditions, de protéger par ces moyens un béton non gélif, ceux-ci sont inopérants pour guérir un béton qui a déjà souffert du gel.

Il convient de relever que c'est le Prof. Bolomey qui, se basant sur ses recherches sur la gélivité, a fourni les précieux renseignements résumés ci-après: chaque béton devant être exposé au gel doit être soumis au préalable à des essais de gélivité sévères. Il faut déterminer spécialement la résistance à la flexion et le module d'élasticité. Ces deux facteurs sont beaucoup plus fortement influencés par le gel que la résistance à la compression et constituent ainsi les caractéristiques déterminantes. Ajoutons que M. Bolomey a trouvé que, pour obtenir un béton non-gélif, il faut utiliser de préférence un ballast roulé dont le gravier n'est pas plus gros que 30 mm¹⁾.

2. Barrage de Ritom

Le couronnement de ce barrage à gravité se trouve à la cote 1839.50; il a une longueur de 174 m, divisée en trois arcs de 100 m de rayon. Le déversoir à huit ouvertures, de 35 m de longueur totale, est aménagé dans l'arc gauche. La hauteur maximum est de 10,5 m. Le barrage a été construit en 1917-18 en maçonnerie de moellons avec un mortier à 350 kg de ciment et 100 kg de chaux hydraulique par m³ de sable. Tandis que le parement

¹⁾ Rapport Bolomey présenté au 2^e Congrès des Grands Barrages à Washington, de 1936.

aval a été exécuté en moellons piqués, le parement amont a reçu un enduit de mortier de ciment en deux couches, dont la première au dosage de 1 : 2, la seconde au dosage de 1 : 1. Pour éviter les fissures, cet enduit a été armé d'un treillis de fil de fer, cloué sur la maçonnerie. L'enduit terminé a reçu deux couches de badigeon bitumeux.

Environ 9 ans après la construction, on a constaté que l'enduit était fissuré et sonnait creux par endroits. Deux ans plus tard, en 1929, les dommages s'étaient sensiblement aggravés et l'enduit commençait à se détacher du corps du barrage, tout en restant retenu par le treillis. Le badigeon avait presque disparu. Dans la chaussée du couronnement on pouvait observer de nombreuses fissures transversales, ce qui n'avait rien de surprenant, étant donné les variations de température de $+55^{\circ}\text{C}$ à -25° . Le corps du barrage, du fait qu'il a été exécuté en maçonnerie brute, ne pouvait pas être considéré comme absolument étanche et, en effet, on a constaté aussi de légers suintements à travers le barrage. On pouvait donc admettre que l'eau pénétrait dans le corps du barrage, et que sa congélation derrière l'enduit détachait celui-ci.

Les mesures à prendre étaient dès lors indiquées. Tout d'abord, en vue de rendre le corps du barrage étanche, on procéda à des injections de ciment, à raison de deux trous par m^2 dans le parement amont et d'un trou par m dans la chaussée. La quantité de ciment injecté a été en moyenne de 25 kg par trou. En outre, des rainures de 5 cm de profondeur furent piquées dans la chaussée le long des fissures et remplies d'un mastic asphaltique (Igas). Enfin on enleva l'enduit endommagé du parement amont y compris le treillis et on le remplaça par un enduit non armé, fait de mortier de ciment spécial d'un excellent sable de rivière. En tout, $\frac{3}{4}$ à $\frac{4}{5}$ de l'enduit ont été renouvelés. Le badigeon n'a pas été refait, parce que superflu, l'enduit étant déjà étanche par lui-même. En outre on avait constaté que la couche de glace se formant sur le lac adhérait fortement au parement. Lors de l'abaissement du plan d'eau il se produisait des arrachements, non seulement de la mince pellicule de badigeon, mais encore des grains fins de l'enduit lui-même. Cet effet se manifestait par des bandes étroites d'érosion correspondant à une suite de congélations aux différents niveaux.

Jusqu'en 1939, il s'est produit, probablement par suite des variations de température du barrage, de nouvelles fissures, par lesquelles l'eau s'infiltrait derrière l'enduit qui recommençait à se détacher sous l'effet du gel. Les suintements à travers le barrage, qui avaient complètement cessé jusque-là, ont reparu. Au parement aval, le mortier des joints était en partie dégagé par la poussée du mortier au sable concassé de la maçonnerie, qui avait été désagrégé et gonflé par le gel. On se décida alors à appliquer un revêtement en maçonnerie sur le côté amont. L'épaisseur de ce revêtement, exécuté en granit du Tessin dans les étés 1941/42, est de 0,70 m. Le mortier désagrégé, ainsi que les moë-

lons gélifs, furent enlevés, de sorte que la surface irrégulière résultant de cet épurement, assurait une bonne liaison du revêtement au corps du barrage (fig. 4). Cette liaison fut encore renforcée par des fers d'ancrage placés à raison de un par m^2 et scellés à 0,70 m de profondeur dans le corps du barrage.

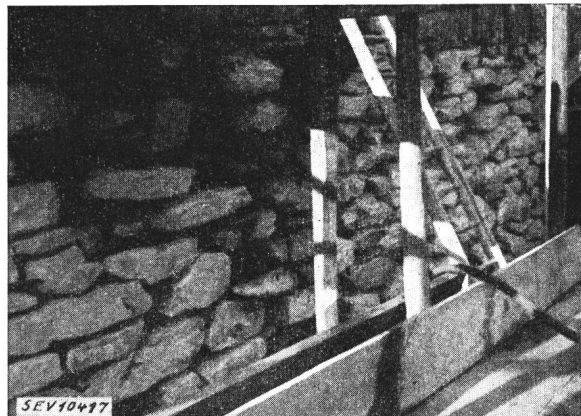


Fig. 4.

Barrage de Ritom

Vue d'une partie épurée côté amont

Après l'épurement du parement, l'épaisseur de la nouvelle maçonnerie atteint 1,00 m en moyenne. Sur le côté aval, le mortier désagrégé de la maçonnerie fut enlevé jusqu'à une profondeur moyenne de 0,30 m. Le nouveau mortier de réfection des côtés aval et amont a été confectionné au dosage de 450 kg de ciment Portland par m^3 de bon sable, provenant de l'embouchure de la Reuss au lac des Quatre-Cantons. Dans la partie revêtue en 1941, il ne s'est plus produit de suintements; les autres parties n'ont pas encore été soumises à la pression de l'eau.

Conclusions

Pour la construction d'un barrage en haute montagne le béton coulé au dosage d'environ 200 kg de ciment Portland par m^3 n'est admissible que s'il est protégé par un revêtement imperméable, résistant aux effets du gel. L'épaisseur du revêtement doit correspondre à la profondeur à laquelle pénètre le gel; elle sera donc d'au moins 1,20 m. Étant donné que le béton coulé, voire même à fort dosage, est gélif à la longue, le revêtement devra être confectionné avec du béton plastique ou mieux encore à la consistance de terre humide, damé ou vibré. Le ballast roulé est préférable au ballast concassé; il doit avoir une bonne composition granulo-métrique et le gravier ne devrait pas être plus gros que 30 mm. Dans ces conditions un béton à 300 kg de ciment satisfaisant aux normes suisses pour l'essai des liants, ne sera pas gélif. Il est indispensable d'exécuter des essais avant le commencement des travaux, afin de déterminer le dosage minimum nécessaire. Le meilleur revêtement est celui en moellons naturels, dont les joints sont soigneusement traités. Un contrôle minutieux du revêtement, surtout des joints, est indispensable.

La maçonnerie de moellons bruts est recommandée pour des barrages de dimensions modestes, pour lesquels les délais d'exécution sont suffisamment longs. Le mortier ne sera pas gélif s'il est fabriqué au dosage de 400 kg de ciment Portland par m³ avec un sable de rivière bien gradué. Pour permettre un jointoyage absolument étanche, les

revêtements amont et aval, aussi bien que le couronnement devront être en moellons piqués. L'intérieur de la maçonnerie ne pouvant être obtenu absolument compact (sans vides) et des infiltrations d'eau ne pouvant guère être évitées, il est recommandable d'exécuter des injections à ciment.

Zur Frage der Verzerrungen im metallischen Hohlleiter

Von Heinz Samulon, Zürich

538.566.5: 621.395.73.029.5

Nach einer Einleitung (Abschnitt A), die sich mit den Hohlleitern im allgemeinen befasst, wird im Abschnitt B die Frage der Verzerrung der Amplitudenkurve einer elektromagnetischen Schwingung im Hohlleiter infolge des Frequenzganges der Phasengeschwindigkeit untersucht. Im Abschnitt C werden die Resultate des Abschnitts B auf zwei einfache Zahlenbeispiele angewandt.

L'auteur fournit tout d'abord quelques renseignements généraux sur les conducteurs creux, puis examine la question de la déformation de la courbe des amplitudes d'une oscillation électromagnétique dans un conducteur creux, déformation due à la caractéristique de fréquence de la vitesse de phase. Pour terminer, l'auteur applique ces résultats à deux exemples numériques simples.

A. Einleitung

Zur Fortleitung elektromagnetischer Schwingungen kann man sich metallischer Hohlzylinder (Wave-Guides, in folgendem meist «Hohlleiter» genannt) bedienen. Dies gilt jedoch nur mit einer Einschränkung: Es kann sich eine Schwingung im Innern des Rohres nicht fortpflanzen, wenn ihre Frequenz unterhalb einer sogenannten «Grenzfrequenz» liegt; diese hängt von den Rohrdimensionen und dem Wellentyp ab, in dem das Rohrinne schwingt. — Man unterscheidet die verschiedenen Wellentypen entsprechend dem Feldlinienverlauf innerhalb des Hohlleiters nach folgenden Gesichtspunkten: Existiert in der Fortpflanzungsrichtung (d. h. in der Achsenrichtung des Hohlleiters) eine magnetische Feldstärkenkomponente, jedoch keine elektrische, so redet man von H-Wellen, im entgegengesetzten Falle von E-Wellen. Zwei Indices geben an, um welche (räumliche) Oberwelle es sich dabei handelt; der erste Index gibt die Zahl der Knotendurchmesser, der zweite die der Knotenkreise in einer zur Fortpflanzungsrichtung normalen Querschnittsebene an. Man spricht also beispielsweise von H₁₃-Wellen oder E₄₂-Wellen. (Es sei noch bemerkt, dass man, falls der zweite Index gleich Null ist, nur den ersten angibt.) Durch die Art der Anregung hat man es in der Hand, zu erreichen, dass das Innere des Hohlleiters in einem bestimmten Wellentyp schwingt. — Ganz besonders in den letzten Jahren ist eine umfangreiche Literatur über die mit Hohlleitern zusammenhängenden Probleme (wie: Frequenzgang der Dämpfung und der Phasengeschwindigkeit, Schwingungsanregung, Abstrahlung an den Enden, Rohrkrümmun-

Auch die Frage der praktischen Verwendbarkeit von Hohlleitern ist bereits nach verschiedenen Richtungen hin untersucht worden, so z. B. von Schriever⁵), speziell hinsichtlich der Dämpfungseigenschaften der Hohlleiter. Im folgenden soll die gleiche Frage im Hinblick auf die Frequenzabhängigkeit der Phasengeschwindigkeit und die dadurch bewirkte «Dispersion» diskutiert werden.

B. Die Verzerrungen im Hohlleiter

Bei einem Uebertragungssystem wird im allgemeinen zwischen einer «Dämpfungsverzerrung», «Phasenverzerrung» und «nicht-linearen Verzerrung» unterschieden. Während die erste durch die Frequenzabhängigkeit der Dämpfung bedingt ist, wird die zweite durch die Frequenzabhängigkeit der Phasengeschwindigkeit verursacht. Die «nicht-lineare Verzerrung» tritt auf, wenn Phasengeschwindigkeit und Dämpfung vom Momentanwert der zu übertragenden Schwingung abhängig sind. Wir wollen uns hier allein auf die Phasenverzerrung bei einer amplitudenmodulierten elektromagnetischen Schwingung beschränken. Dies bedeutet jedoch nicht, dass auch die Amplitudenkurve dieser Schwingung nur eine Phasenverzerrung erfährt; im allgemeinen wird diese vielmehr auch nicht-linear verzerrt werden, wie es die folgende Ableitung zeigen wird:

Es sei: z die Koordinate in der Achsenrichtung des Hohlleiters.

Es sei: die unmodulierte Hochfrequenzschwingung an der Stelle $z=0$ dargestellt durch: $\cos \Omega t$.

Es sei: die Amplitudenkurve an der Stelle $z=0$ dargestellt durch:

$$f(t)_{z=0} = \sum_{\mu=0}^n a_{\mu} \cdot \cos(\mu \omega t + \varphi_{\mu}) = a_0 \cdot \cos \varphi_0 + \sum_{\mu=1}^n a_{\mu} \cdot \cos(\mu \omega t + \varphi_{\mu})$$

gen usw.) entstanden. Hierbei sind es nach Riedinger¹⁾ insbesondere die Arbeiten von Southworth²⁾, Barrow³⁾, sowie von Carson, Mead, Schelkunoff⁴⁾, «die den Ausgangspunkt für die Entwicklung bilden, welche die Hohlzylinderforschung neuerdings genommen hat».

^{1), 2), 3), 4), 5)} Siehe Literatur am Schluss der Arbeit.

wobei, unbeschadet der Allgemeinheit, $\varphi_0=0$ bzw. $\cos \varphi_0=1$ gesetzt werden kann. Dann hat die modulierte Schwingung an der Stelle $z=0$ die Form:

$$F(t)_{z=0} = \cos \Omega t \cdot \sum_{\mu=0}^n a_{\mu} \cdot \cos(\mu \omega t + \varphi_{\mu}) \quad (1)$$

oder nach leichter Umformung