

COMMISSION INTERNATIONALE
DES GRANDS BARRAGES

VINGT ET UNIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
Montréal, juin 2003

**CONFORTEMENT DU BARRAGE
DE LA MAIGRAUGE, FRIBOURG (*)**

René VIRET
Ingénieur civil
Entreprises Electriques Fribourgeoises, Broc

Olivier GICOT
Ingénieur civil
Gicot Géotechnique, Fribourg

Philippe LAZARO
Ingénieur civil
Lombardi SA, Ingénieurs-Conseils, Minusio

Francesco AMBERG
Ingénieur civil
Lombardi SA, Ingénieurs-Conseils, Minusio

SUISSE

1. INTRODUCTION

L'aménagement hydroélectrique de l'Oelberg-Maigrauge, propriété des Entreprises Electriques Fribourgeoises (EEF), est érigé sur la Sarine en amont de la basse ville de Fribourg (Suisse).

(*) *Strengthening of the Maigrauge Dam, Fribourg*

Les eaux de la retenue de Pérolles, créée par le barrage en béton de la Maigrauge construit pendant la période 1870-72, sont acheminées à l'usine de l'Oelberg au travers de 2 galeries d'amenée longues chacune de quelque 280 m (**Figure 1**) puis au travers de 5 conduites forcées d'une longueur d'environ 30 m. La chute brute de l'aménagement est de 20 m et le débit équipé de la centrale atteint 99 m³/s. La production d'énergie, assurée par cinq groupes d'une puissance installée totale de 17 MW, s'élève à quelque 52 millions de kWh par année, y compris le turbinage au barrage du débit de dotation de 4 m³/s.

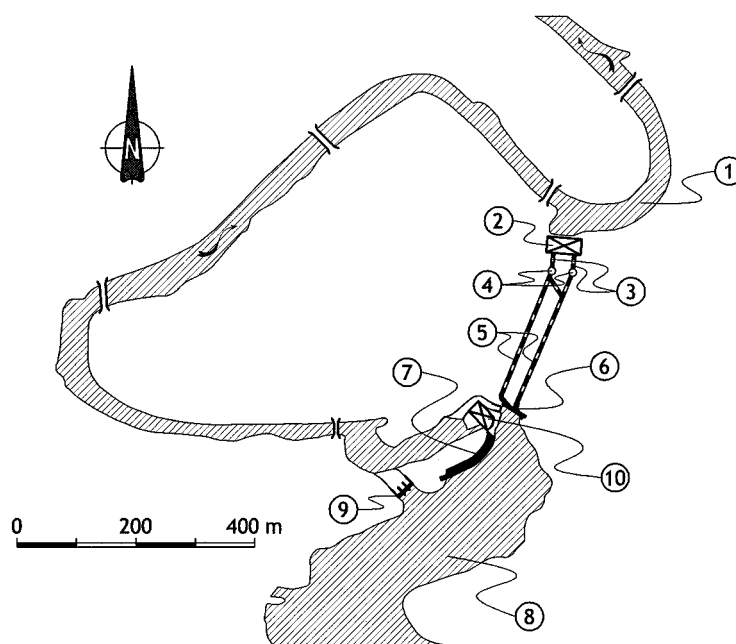


Fig. 1

Schéma de l'aménagement de l'Oelberg-Maigrauge

General Layout of the Oelberg-Maigrauge scheme

- | | |
|----------------------------|-------------------------------|
| 1. Rivière Sarine | 1. <i>Sarine River</i> |
| 2. Centrale de l'Oelberg | 2. <i>Powerhouse</i> |
| 3. Conduites forcées | 3. <i>Penstocks</i> |
| 4. Chambres d'équilibre | 4. <i>Surge tanks</i> |
| 5. Galeries d'amenée | 5. <i>Headrace tunnels</i> |
| 6. Prise d'eau | 6. <i>Intake</i> |
| 7. Barrage de la Maigrauge | 7. <i>Maigrauge Dam</i> |
| 8. Lac de Pérolles | 8. <i>Pérolles Lake</i> |
| 9. Evacuateur de crues | 9. <i>Spillway</i> |
| 10. Ancienne centrale | 10. <i>Ancient powerhouse</i> |

La retenue de Pérolles s'étend sur quelque 3.3 km et occupe une superficie proche de 0.35 km². Elle est alimentée par un réseau hydrographique qui couvre une surface de 1'250 km² et draine les eaux des glaciers du Sanetsch et du Wildhorn ainsi que l'ensemble des rivières des Préalpes vaudoises, fribourgeoises et bernoises. Il faut relever la présence de la roselière dont la formation résulte du processus de dépôt progressif des sédiments dans la retenue. La conséquence en est essentiellement la réduction jusqu'à une valeur de 620'000 m³ de la capacité de stockage de la retenue et, par suite, une exploitation qui se fait

au fil de l'eau avec un marnage se situant entre les cotes 552.75 m s.m. et 553.20 m s.m. seulement. Le volume utile de la retenue n'est plus que d'environ 133'000 m³.

Le barrage de la Maigrauge et ses ouvrages annexes font actuellement l'objet d'importants travaux de réhabilitation visant à conférer à l'aménagement des conditions de sécurité et d'exploitation conformes aux exigences et aux normes actuelles. Le barrage réhabilité est illustré à la **Figure 2**.

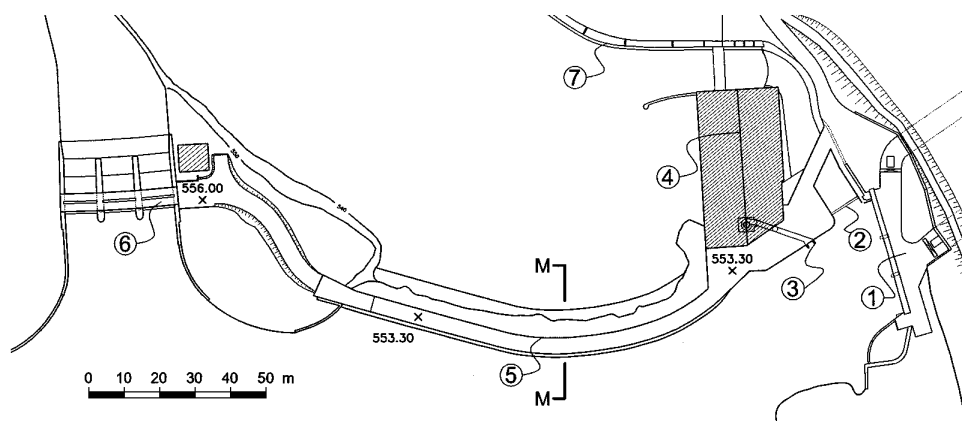


Fig. 2

Représentation générale du barrage de la Maigrauge et de ses ouvrages annexes

General layout of the Maigrauge dam and appurtenant structures

- | | |
|---|-----------------------------|
| 1. Prise d'eau | 1. Intake |
| 2. Vanne de sécurité | 2. Auxiliary gate |
| 3. Prise de dotation | 3. Intake for residual flow |
| 4. Ancienne usine | 4. Ancient powerhouse |
| 5. Barrage poids | 5. Gravity dam |
| 6. Evacuateur de crues | 6. Spillway |
| 7. Ouvrage de migration pour les poissons | 7. Fish pass |

La mise en conformité du barrage a nécessité la mise en œuvre de mesures de confortement en vue d'accroître sa stabilité. Ce confortement a été réalisé au moyen d'une précontrainte appliquée sur toute la longueur du couronnement à l'aide de 52 tirants d'ancrage scellés en profondeur dans le massif de fondation.

L'évolution des critères de sécurité liés à l'évacuation des crues associée à la vétusté des organes mobiles ont conduit à proposer la démolition puis la reconstruction de l'ouvrage de décharge de l'aménagement. Ce nouvel ouvrage, muni de 3 vannes segment équipées de clapets est dimensionné pour un débit de 850 m³/s.

Les difficultés d'exploitation et de fonctionnement des prises d'eau, imputables essentiellement à la vétusté des équipements hydromécaniques mais également à la détérioration des bétons inhérente aux effets du vieillissement ont amené à prévoir la démolition partielle des deux prises d'eau actuelles qui ont été remplacées par un ouvrage unique.

Enfin, le franchissement du barrage par la faune piscicole sera assuré par l'intermédiaire d'un ascenseur à poissons, installé dans l'ancienne usine attenante au barrage, et par un ouvrage de dévalaison composé de bassins successifs situé à l'extérieur de l'usine.

L'ensemble des solutions techniques retenues dans le cadre du projet de réhabilitation permet de garantir tant la sécurité des ouvrages que leur fonctionnement normal dans le respect de l'environnement. En outre, l'exploitation de la retenue restera inchangée et le caractère actuel du site sera conservé.

2. CARACTERISTIQUES DU BARRAGE ET DE SES FONDATIONS

Le barrage de la Maigrauge, dont le projet a été établi par l'ingénieur Guillaume Ritter, d'origine alsacienne, a été construit de 1870 à 1872. Cet ouvrage représentait à cette époque une œuvre de pionnier puisqu'il s'agissait du premier barrage en béton d'Europe. De type poids, il fut rehaussé d'environ 3.0 m en 1909. Rectiligne sur son aile gauche, il est arqué sur le reste de ses 120 m de longueur, avec un rayon de courbure d'environ 72 m. Les documents disponibles sur sa géométrie sont, comme on pouvait s'y attendre, restreints. Pour cette raison, une première campagne de reconnaissance destinée à lever le voile sur les incertitudes régnant au sujet des parties cachées de l'ouvrage et simultanément à déterminer les caractéristiques du béton de constitution du barrage et celles de son assise fut entreprise en 1984. Sur le plan géométrique, il fut ainsi possible de préciser notamment l'allure des profils en travers de l'ouvrage dont le plus caractéristique est reproduit dans la **Figure 3**. Arasé à l'altitude de 552.90 m, le couronnement avait une épaisseur de 2.70 m. La hauteur maximale reconnue du barrage était de 19.0 m pour une épaisseur estimée à 19.0 m. La profondeur des fondations fut confirmée en 1994 par une reconnaissance complémentaire par sondages et par une reconnaissance sismique. On remarque d'emblée que la coupe en travers-type du barrage est peu conventionnelle pour un ouvrage poids. Le barrage servant de déversoir à seuil fixe, il est aussi probable que son profil aval a subi des érosions qui ont modifié quelque peu sa géométrie primitive. Fait particulier, le barrage ne comprend pas de joint de contraction, ni de réseau de drainage. Il n'est pourvu d'aucune galerie, si ce n'est au pied de l'aile droite de l'ouvrage où l'on rencontre une galerie transversale avec un embranchement latéral en direction de la rive droite. La branche principale servait entre autres au passage d'une conduite d'eau destinée à la consommation (eau potable), eau qu'il fallut rapidement abandonner en raison de sa trop grande teneur en fer, qui au contact de l'air, produit d'importants dépôts d'hydrate ferrique.

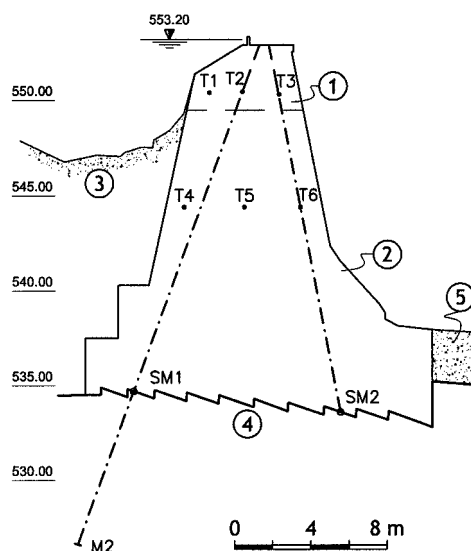


Fig. 3
Section type du barrage

Typical cross section of the dam

1. Surélévation de 1909
2. Barrage de 1870
3. Sédiments
4. Rocher de fondation
5. Alluvions
- T. Thermomètres
- SM. Cellules piézométriques
- M2 Micromètre coulissant

1. Heightening of 1909
2. Dam built in 1870
3. Sediments
4. Rock foundation
5. Alluvions
- T. Thermometers
- SM. Pressure cells
- M2 Sliding micrometer

Le barrage est constitué de deux sortes de bétons aux caractéristiques particulières. Les sondages de reconnaissance ont mis au jour un béton de 1870-72 formé d'agrégats calcaires fluviaux de granulométrie discontinue, dont le diamètre maximum atteint 250 mm. Ce béton renferme également des agrégats de grès molassique, parfois de dimensions non négligeables. Il contient des vides, avec par endroits des dépôts de carbonate de calcium ou de limon, révélateurs d'infiltrations d'eau dans la masse du béton. L'adhérence du ciment aux agrégats roulés de gros diamètre est parfois médiocre, voire inexistante. Le béton de surélévation du barrage, de 1909, est constitué pour sa part d'agrégats, d'origine calcaire, de granulométrie plus ou moins continue, pour un diamètre maximum de 110 mm, avec parfois des phénomènes de ségrégation et des nids de gravier. Il est fortement vacuolaire. Soumis à des essais en laboratoire sur de nombreux échantillons, ces bétons présentent les caractéristiques moyennes indiquées dans le **Tableau 1**.

Tableau 1

Caractéristiques des bétons de 1870-72 et 1909

Caractéristiques	Béton de 1870-72	Béton de 1909
Masse volumique (t/m ³)	2.28	2.31
Porosité (%)	19.5	15.5
Résistance à la compression simple (MPa)	21.9	23.4
Résistance à la traction simple (MPa)	0.46	0.95
Module d'élasticité (MPa)	21'000	23'000

Ces résultats mettent bien en évidence la nature particulière de ces bétons. L'examen des carottes de sondage a révélé une liaison parfois très bonne, mais aussi souvent déficiente entre les étapes de bétonnage de 1870-72 et de 1909.

Sur le plan des fondations, le barrage de la Maigrauge repose entièrement sur le rocher constitué de molasse gréseuse du Burdigalien moyen (molasse marine supérieure) datant du Tertiaire. Ce rocher, à classer dans les rochers tendres, est formé de grès moyen à fin plus ou moins dur avec de nombreuses inclusions lenticulaires subhorizontales de grès très fin, dur. De pendage tectonique de 5° en direction SW, cette entité descend jusqu'à 50 m sous le barrage où elle fait place à un autre type de molasse, plus marneuse, dite "molasse d'eau douce inférieure" d'âge Aquitainien. Dans l'ensemble, la molasse de fondation est peu fissurée, sans indices de failles. Ce rocher contient une nappe d'eau souterraine logée d'une part dans les pores du grès et d'autre part dans les fissures ouvertes; cette nappe est en charge. Le grès molassique de fondation a été soumis à une série d'essais en laboratoire sur de nombreux échantillons. Les valeurs moyennes des caractéristiques qui en découlent sont reportées dans le **Tableau 2**.

Pour sa part, le contact béton-rocher issu de l'examen des carottes de sondage, parfois bon à très bon, s'avère être souvent déficient.

En raison de l'importante porosité des bétons du barrage et des conditions du contact béton-rocher, il s'est établi une *nappe aquifère à l'intérieur de l'ouvrage*, nappe dont le niveau est variable d'un endroit à l'autre du barrage et fluctue en fonction du temps. Cette situation a conduit à exécuter en 1994, sur une portion du barrage, un essai d'injection des bétons à l'aide notamment de micro-ciments, dans le but d'une part de redonner au béton une compacité propre à améliorer ses caractéristiques mécaniques et d'autre part d'éliminer les eaux logées dans le béton. Malheureusement cet essai ne fut pas concluant; la solution de réhabilitation du barrage basée sur la régénération du béton dut ainsi être abandonnée.

Tableau 2

Caractéristiques du rocher de fondation

Caractéristiques	Grès molassique
Masse volumique (t/m ³)	2.23
Résistance à la compression simple (MPa)	23.1
Résistance à la traction simple (MPa)	0.37
Module d'élasticité (MPa)	3'500

3. COMPORTEMENT DU BARRAGE AVANT LES TRAVAUX

Répondant au règlement sur la surveillance des barrages en Suisse, le barrage de la Maigrauge a été soumis dès 1978 à la Haute Surveillance de l'Office Fédéral des Eaux et de la Géologie (OFEG). En conséquence, il a été équipé d'un premier dispositif d'auscultation basé uniquement, vu l'importance relative de l'aménagement, sur des mesures géodésiques. Ce dispositif comprenait :

- des visées directes d'alignement restituant les mouvements d'une cible placée au couronnement à la "clé" du barrage (section M-M sur la figure 2);
- des visées angulaires sur des cibles éloignées du barrage, destinées à vérifier la stabilité du pilier de mesure à partir duquel s'effectuaient les visées, ainsi que sur une cible placée sur la culée rive droite pour en contrôler les déplacements;
- un nivellement de précision du couronnement du barrage;
- lors des investigations sur les conditions de fondation du barrage, sur sa géométrie et sur ses bétons de constitution, 7 *cellules piézométriques pneumatiques* furent installées au contact béton-rocher afin d'y connaître les conditions de sous-pression (SM1, SM2 de la figure 3).

En 1997, ce dispositif fut complété par l'installation de 4 *micromètres coulissants* dont 3 d'entre eux, obliques, sur le côté amont du barrage (M2 sur la figure 3), et le quatrième, vertical, au droit de la culée rive droite. Ces micromètres, de haute précision, qui, partant du couronnement, s'enfoncent de 15 à 17 m dans le rocher, permettent de restituer le déplacement axial de points distants de 1.0 m par rapport au point le plus profond, admis fixe. Simultanément furent mis en place 6 *thermomètres électriques* dans le profil de la "clé" du barrage (section M-M sur la figure 2) et disposés par paires respectivement à 1.0 m des parements amont et aval ainsi qu'à l'axe, aux profondeurs de 2.50 m et 8.50 m (T1 à T6 sur la figure 3). S'y ajoutent enfin 2 manomètres mécaniques placés en tête de forages au pied du barrage, à proximité d'un forage drainant mis en œuvre à la même époque.

A l'ensemble de ces moyens de contrôle s'ajoutent la mesure du *niveau du lac* et celle de la *température de l'air*, déjà opérationnelles pour des raisons d'exploitation avant la mise sous contrôle du comportement de l'ouvrage.

Découlant des particularités de l'aménagement, les variations du niveau de la retenue se situent dans une tranche de quelques décimètres. En conséquence, les déplacements du barrage ne dépendent pratiquement pas de la poussée de l'eau, mais des variations de la température. Ces dernières sont fonction des saisons, donc cycliques. La **Figure 4** illustre les déplacements amont-aval du couronnement du barrage, à la "clé" (section M-M sur la figure 2) pour la période de 1979 à 2000. Les mouvements enregistrés sont cycliques et en phase avec la température de l'air, avec toutefois un décalage, logique, dans le temps; ils se produisent vers l'amont en période chaude et vers l'aval en période froide. Leur amplitude annuelle varie quelque peu d'une année à l'autre. Durant la période considérée, elle a été au maximum de 4.0 mm environ.

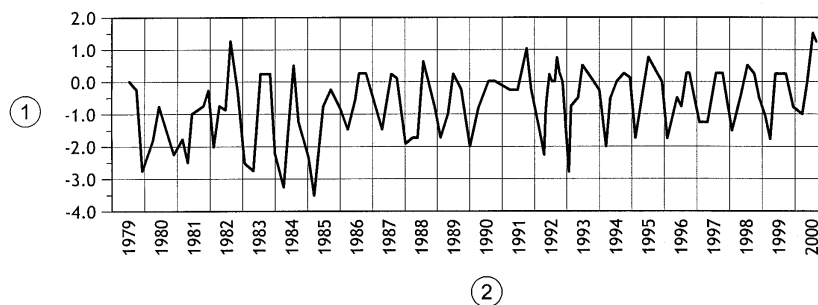


Fig. 4

Déplacements amont-aval du couronnement à la clé du barrage

Displacements of the crest of the dam

1. Déplacements [mm]
(+ amont ; - aval)
2. Années

1. *Displacements [mm]*
(+ *upstream* ; - *downstream*)
2. *Years*

Les cycles annuels de déformation dans le temps ne laissent pas apparaître de mouvements plastiques, c'est-à-dire irréversibles. Il en est de même de l'extrémité droite du barrage où les déplacements de la cible de mesure ont oscillé annuellement dans une plage maximale de 3.0 mm environ de 1979 à 2000.

Les sous-pressions au contact béton-rocher sont mesurées à l'aide des 7 cellules piézométriques installées en 1984. Leurs fluctuations sont comprises dans une plage de 0.3 bars au maximum. Les pressions hydrostatiques sont variables d'un point à l'autre et toujours plus élevées à l'amont qu'à l'aval de la fondation.

Enfin, on relèvera que les mesures au micromètre coulissant, qui ont débuté en 1997, ont indiqué des déplacements axiaux n'atteignant même pas 1.0 mm en élévation ou en abaissement, au couronnement du barrage. Ces mouvements, convertis à la verticale, sont nettement inférieurs aux résultats fournis par les nivellements, ce qui confirme une fiabilité très relative de ces derniers.

4. ETUDE DE STABILITE DU BARRAGE

4.1 CRITERES D'EVALUATION DE LA STABILITE

Pour ce qui concerne la sécurité structurelle des différents ouvrages constituant l'aménagement de la Maigrauge, il s'agit de relever en premier lieu que l'absence totale d'une documentation relative à leur construction rend leur analyse particulièrement difficile.

Sur la base de l'évaluation des caractéristiques des ouvrages en place, les conditions principales retenues dans le cadre du projet pour la conception et le dimensionnement statique des ouvrages sont essentiellement les suivantes :

- dans la mesure du possible les structures en place sont à conserver, éventuellement à renforcer;

- pour la condition de charge de service le niveau d'eau est admis à la cote 553.35 m s.m., correspondant à un niveau max. atteint en condition d'exploitation normale de l'aménagement. Pour cette condition de charge les contraintes de traction dans le barrage doivent être très faibles, voire nulles;

- le dimensionnement structurel est effectué en considérant comme cas de charge extrême la crue de sécurité, avec le niveau d'eau à la cote 554.30 m s.m., et le séisme avec une accélération horizontale de 0.1 g. Leur combinaison n'est pas retenue. Pour les conditions de charge exceptionnelles, il s'agit d'assurer la stabilité de l'ouvrage;

- pour la détermination de l'état des contraintes dans l'ouvrage il s'agit de tenir compte des sous-pressions au contact béton rocher et à l'intérieur du barrage. La distribution de ces dernières dans une section transversale du barrage est admise trapézoïdale avec le 100% de la pression hydrostatique en amont et en aval de l'ouvrage. En amont la sous-pression est dictée par le niveau de retenue alors qu'en aval le niveau d'eau dans la Sarine varie entre les cotes 538.00 et 543.50 m s.m. en fonction du débit transitant par les organes de décharge du barrage.

4.2 COMPORTEMENTS STATIQUE ET THERMIQUE DU BARRAGE

Le comportement structurel du barrage est dicté en majeure partie par l'effet thermique. Cet aspect est dominant et, en raison de la géométrie particulière du barrage, différent entre la partie courbe et le tronçon rectiligne. Il s'est avéré donc nécessaire de tenir compte et d'analyser l'effet des charges thermiques pour identifier le comportement et l'état des contraintes dans l'ouvrage pour les différentes conditions d'exercice.

Puisque les mesures de température dans le corps du barrage étaient, au moment des études de stabilité, insuffisantes à la détermination complète et fiable de l'état thermique à l'intérieur du barrage, celui-ci a été déterminé à l'aide d'une analyse numérique sur la base des températures externes de l'air et de l'eau tout en considérant l'effet du rayonnement solaire.

L'analyse a mis en évidence que l'ouvrage est soumis à des variations de température relativement importantes (**Figure 5**): la variation de la température moyenne dans le béton par rapport à la moyenne annuelle est de $\pm 7.5^{\circ}\text{C}$ au couronnement et de $\pm 1.0^{\circ}\text{C}$ au pied du barrage.

Les résultats obtenus sont confirmés par la comparaison des températures simulées avec quelques mesures ponctuelles : les déviations plus importantes se rencontrent au niveau des fondations. Toutefois les très faibles variations thermiques qui affectent cette zone du barrage n'ont pratiquement aucune influence sur ses déformations.

Faute de données fiables relatives à la construction et en particulier aux températures du béton, il a été nécessaire d'admettre une "température de clavage" uniforme et égale à la température moyenne du site, c'est-à-dire 10°C. Si la température effective de clavage était plus élevée – ce qui semble assez probable – l'effet voûte est encore plus faible de ce qui ressort des résultats des calculs présentés ci-après.

En été, la dilatation thermique partiellement empêchée par les appuis impose un état de compression horizontal dans les "arcs" (en direction rive gauche - rive droite) et un déplacement du couronnement en direction amont, alors qu'en hiver, le phénomène est inverse avec des contraintes de traction sur les arcs, qui sont supérieures à la valeur admissible pour le béton. Cet aspect comporte vraisemblablement en hiver une ouverture de fissures verticales dans le corps du barrage annulant tout effet voûte donné par la courbure en plan de son couronnement, au moins dans la partie supérieure de l'ouvrage.

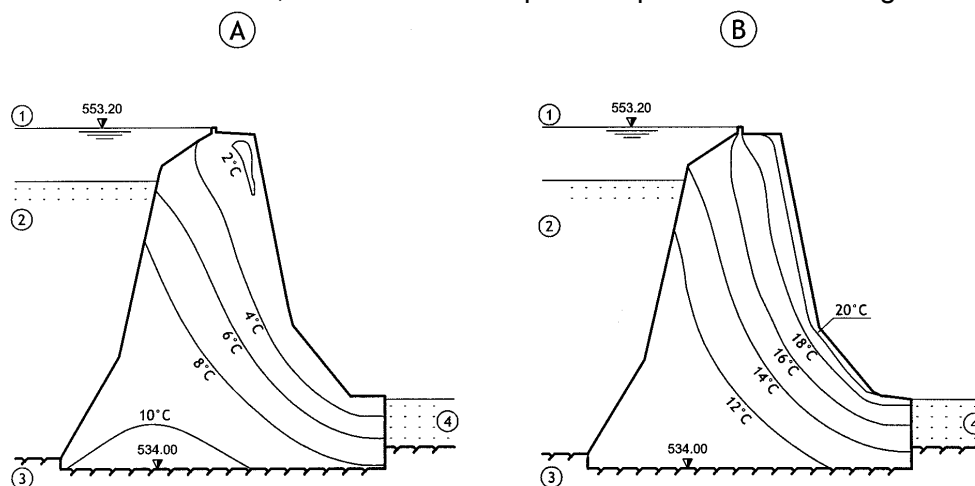


Fig. 5
Distribution des températures calculées dans le barrage existant

Calculated temperature field in the existing dam

- | | |
|---------------------------------|------------------------|
| A. Température hiver | A. Summer temperatures |
| B. Température été | B. Winter temperatures |
| 1. Niveau normal d'exploitation | 1. Normal water lever |
| 2. Sédiments amont | 2. Sediments |
| 3. Rocher de fondation | 3. Rock foundation |
| 4. Alluvions | 4. Alluvions |

L'analyse statique a également mis en évidence la différence de comportement entre la partie courbe et le tronçon rectiligne du barrage : la différence des sollicitations verticales entre l'été et l'hiver est évaluée à 600 kPa du côté amont et à 640 kPa du côté aval dans le tronçon courbe, alors que cette différence est limitée à 110 kPa sur les deux parements du barrage dans la partie rectiligne. Cet état de fait est la conséquence d'un comportement essentiellement de type console pour le tronçon rectiligne du barrage avec une influence peu

significative des variations climatiques saisonnières alors que la partie courbe présente un comportement différent selon les saisons.

Ce comportement devient encore plus visible par la comparaison des déplacements : la déformation radiale au couronnement résultant de la vidange totale de la retenue est de 2.1 mm seulement alors que la variation de la température entre l'été et l'hiver entraîne le barrage vers l'aval de quelque 7 mm pour la partie courbe en correspondance de la section du barrage la plus haute et d'environ 3 mm pour la partie rectiligne (**Figure 6**).

L'interprétation des résultats des calculs statiques permet de conclure que le barrage de la Maigrauge, de par sa géométrie particulière, travaille de façon cyclique passant alternativement d'un comportement de barrage voûte en été à celui d'un barrage poids en hiver.

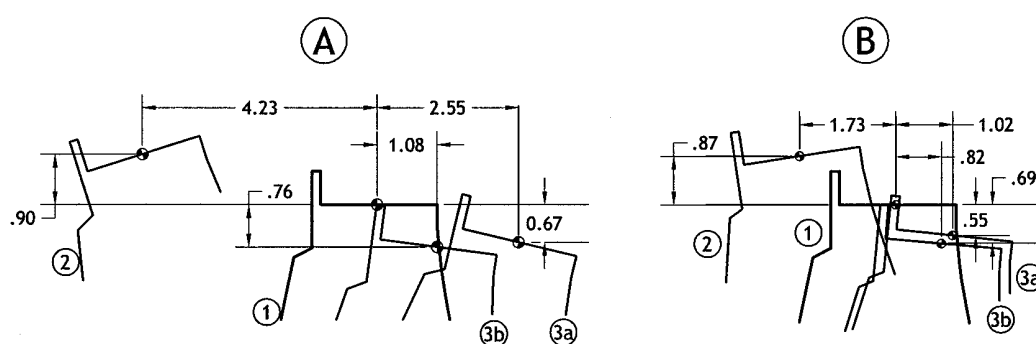


Fig. 6

Déplacements [mm] calculés au couronnement liés aux seuls effets de la température

Displacements [mm] of the dam crest due to temperature variations

- | | |
|--------------------------|------------------------|
| A. Partie courbe | A. Arched section |
| B. Partie rectiligne | B. Straight section |
| 1. Position de référence | 1. Reference position |
| 2. Température été | 2. Summer temperature |
| 3. Température hiver | 3. Winter temperature |
| a) avec effet de voûte | a) with arch effect |
| b) sans effet de voûte | b) without arch effect |

4.3 CONDITIONS DE STABILITE AVANT LE RENFORCEMENT

Le comportement d'ensemble du barrage tel qu'il résulte de l'analyse du dispositif de mesure en place est satisfaisant. En particulier les déformations sont parfaitement réversibles et liées aux variations de température; aucun signe d'une détérioration rapide des conditions de stabilité de l'ouvrage n'a pu être décelé à ce jour.

Toutefois les analyses de stabilité du barrage indiquent de manière générale un rapport peu favorable entre les forces stabilisantes et les forces déstabilisantes agissant sur l'ouvrage. En particulier la poussée des sédiments qui vient s'ajouter à la pression de l'eau combinée avec des sections du barrage localement très élancées, engendre des contraintes de traction sur le parement amont de l'ouvrage d'environ 100 kPa pour le niveau de dimen-

sionnement en hiver et jusqu'à 220 kPa pour le cas du séisme. Il faut en effet signaler que la retenue de Pérolles fut peu après sa mise en eau progressivement remplie avec des sédiments constitués essentiellement de sables et limons argileux relativement compacts. Ces sédiments exercent sur le barrage une poussée qui s'ajoute à celle hydrostatique et qui, de manière générale, détermine les conditions de stabilité de l'ouvrage.

Lors de charges exceptionnelles, telles qu'une crue extrême ou un séisme, la propagation de fissures de traction dans le corps du barrage ne peut être exclue ce qui pourrait mettre en péril sa stabilité.

Même si le comportement de l'ouvrage est donc actuellement satisfaisant, les marges de sécurité qu'il offre semblent être trop faibles pour faire face à des sollicitations exceptionnelles. Un confortement de l'ouvrage visant à augmenter les forces stabilisantes a donc été retenu indispensable pour assurer la sécurité de l'ouvrage en toute condition d'exploitation.

4.4 MESURES DE CONFORTEMENT

Pour l'élaboration du projet de confortement du barrage 2 variantes ont été esquissées puis comparées entre elles sur la base de critères techniques, économiques et d'impact sur l'environnement. La première variante prévoyait la réalisation d'un épaulement aval au moyen d'un remblai alors que la seconde préconisait la mise en œuvre de tirants d'ancrage précontraints. Cette dernière variante a été retenue pour les avantages qu'elle offre et notamment le maintien de l'aspect actuel du barrage et le contrôle permanent des forces stabilisantes appliquées à l'ouvrage.

Sur la base d'une analyse structurale, une précontrainte de 800 kN par mètre linéaire de couronnement a été jugée suffisante pour garantir des conditions de stabilité satisfaisantes de l'ouvrage. Cette précontrainte permet d'éviter toute traction au pied amont du barrage pour les conditions normales d'exploitation. Des faibles tractions évaluées au maximum à 10 kPa apparaissent au pied amont du barrage pour le cas de la crue de sécurité. Ces tractions augmentent jusqu'à 100 kPa pour le cas du séisme, tractions qui ne mettent toutefois pas en danger la stabilité d'ensemble du barrage; ces tractions sont donc admissibles en présence de charges exceptionnelles.

Dans la configuration réhabilitée, le facteur de sécurité vis-à-vis du glissement s'élève à 1.45 pour les conditions normales d'exploitation; ce facteur se réduit à 1.11 dans le cas du séisme.

Même si ces coefficients peuvent paraître relativement faibles, il faut relever que pour leur détermination aucune réserve de sécurité de l'ouvrage en place n'a été prise en compte. De plus il faut relever que les hypothèses concernant les sous-pressions sont prudentes. Une diminution même de quelques pour cent de la sous-pression influence de manière significative la sécurité au glissement.

5. MISE EN ŒUVRE DES TIRANTS PRECONTRAINS

5.1 GENERALITES

Du point de vue constructif, l'augmentation de la force stabilisante du barrage est assurée par l'intermédiaire de 52 tirants précontraints, tendus et bloqués avec une force de 1'600 kN. Ces tirants sont répartis sur toute la longueur du couronnement et orientés vers l'amont selon un angle de 10° ou de 16° en fonction du tirant (**Figure 7**), à l'exception de 3 tirants verticaux. La longueur libre des tirants en rocher varie entre 8.5 m et 24 m.

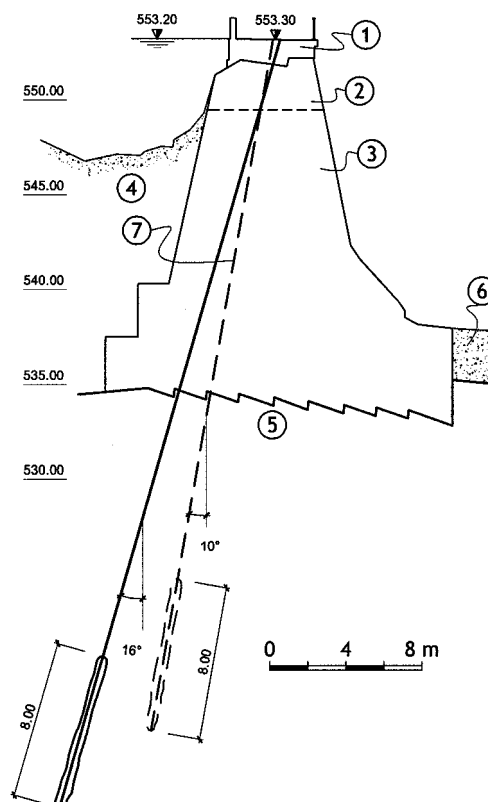


Fig. 7
Section type du barrage réhabilité

Typical cross section of the strengthened dam

- | | |
|------------------------------------|-------------------------------|
| 1. Nouveau couronnement | 1. <i>New dam crest</i> |
| 2. Surélévation de 1909 | 2. <i>Heightening of 1909</i> |
| 3. Barrage de 1870 | 3. <i>Dam built in 1870</i> |
| 4. Sédiments | 4. <i>Sediments</i> |
| 5. Rocher de fondation | 5. <i>Rock foundation</i> |
| 6. Alluvions | 6. <i>Alluvions</i> |
| 7. Tirants d'ancrage précontraints | 7. <i>Prestressed anchors</i> |

La distance entre 2 tirants successifs est de 2 m sur l'ensemble du couronnement alors que sur les ailes cet écartement augmente progressivement. L'introduction des forces stabilisantes dans le corps du barrage se fait par l'intermédiaire d'une poutre de répartition en béton armé, constituée par le nouveau couronnement du barrage surélevé de quelque 40 cm et élargi de 2.7 m jusqu'à 4.28 m. Enfin, 6 tirants sont équipés de cellules de mesure pour le suivi des forces de précontrainte.

5.2 CARACTERISTIQUES GENERALES DES TIRANTS

Les tirants mis en oeuvre au barrage de la Maigrauge sont du type permanent et non-adhérent de manière à pouvoir, si nécessaire, contrôler et réajuster en tout temps la force de précontrainte. Il s'agit de tirants en rocher de la catégorie K1 au sens de la norme Suisse SN 533 191, soit des tirants avec une protection poussée contre la corrosion. De fait, l'armature qui compose chaque tirant est séparée électriquement de la roche au moyen d'une gaine de protection en polyéthylène (PE) de même que la tête est séparée du barrage par une plaque isolante; l'isolation électrique de chaque tirant est contrôlée au moyen de mesures de résistivité électrique.

La **Figure 8** illustre la section type de la longueur libre d'un tirant de type 18/13 composé de 18 torons. Chaque toron est constitué de 7 fils étirés caractérisés par un diamètre de 4.3 mm, un module d'élasticité de 195 GPa et par une résistance à la traction de 1'820 MPa. La section d'acier d'un toron s'élève à 100 mm². La force de blocage des tirants se situe dans la plage de valeurs comprise entre 30% et 60% de la résistance ultime de l'armature équivalente à 3'276 kN.

Sur la longueur libre, chaque toron est graissé et placé à l'intérieur d'un manchon plastique. L'ensemble de ces manchons est placé à l'intérieur d'une gaine lisse de protection en PE, étanche et électriquement isolante. Cette gaine présente des diamètres intérieur de 92 mm et extérieur de 100 mm.

Sur la longueur de scellement, les torons sont nus et non graissés. La gaine de protection extérieure en PE est ondulée pour assurer la transmission satisfaisante des efforts au rocher.

Enfin, les distanceurs placés sur toute la longueur du tirant maintiennent ce dernier à l'axe du forage avant son injection.

Pour les injections intérieure et extérieure, chaque tirant est équipé de 3 tubes d'injection et en particulier 1 intérieur et 2 extérieurs dont 1 faisant l'aller et le retour. Ce dernier tube est muni de manchettes sur la longueur de scellement, à raison d'une manchette par mètre courant, permettant, si nécessaire, une réinjection ultérieure de la zone de scellement.

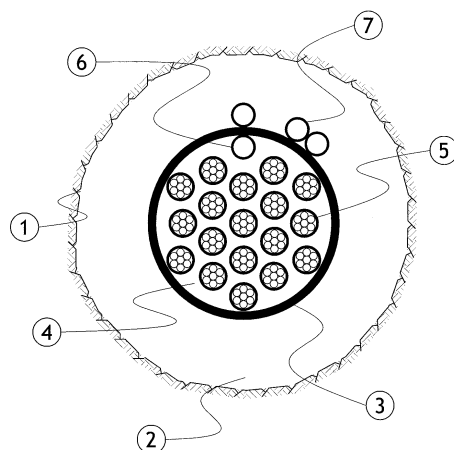


Fig. 8
Coupe type de la longueur libre d'un tirant

Typical section of the prestressed anchor on the free length portion

- | | |
|------------------------------------|----------------------------|
| 1. Trou de forage (Ø 174 mm) | 1. Borehole 174 mm dia. |
| 2. Coulis de remplissage extérieur | 2. External grouting |
| 3. Gaine lisse en PE | 3. Plastic sheath |
| 4. Coulis de remplissage intérieur | 4. Internal grouting |
| 5. Torons graissés et gainés | 5. Greased coated strands |
| 6. Tube pour injection intérieure | 6. Internal grouting pipe |
| 7. Tubes pour injection extérieure | 7. External grouting pipes |

5.3 TIRANTS D'ESSAI

Afin de confirmer les hypothèses de calcul et de valider le procédé de mise en œuvre des tirants d'ouvrage, 4 tirants d'essai provisoires ont été réalisés au pied du barrage dans des conditions d'exécution analogues à celles des tirants du barrage.

La sécurité structurale du corps d'ancrage a été évaluée au moyen de 2 essais de traction conduits sur 2 tirants implantés sur les 2 rives du barrage. La longueur de scellement de ces tirants avait été fixée à 6 m. Dans le cadre de ces essais, la force de précontrainte a été introduite de manière progressive par paliers successifs, au nombre de 10, jusqu'au niveau 2'800 kN. A chaque palier la force de précontrainte a été maintenue constante et l'allongement de l'armature mesuré à intervalle de temps régulier. L'analyse des courbes charge-déformation ainsi que l'interprétation des taux de fluage qui traduisent, pour une force constante, l'augmentation du déplacement du corps d'ancrage en fonction du temps, ont permis de conclure à un comportement entièrement satisfaisant des tirants d'essai avec une marge appréciable de la résistance du corps d'ancrage. Bien qu'une longueur de scellement de 6 m ait été jugée suffisante pour les tirants du barrage, une longueur de 8 m a été finalement adoptée.

2 tirants d'essai, dont la longueur de scellement correspondait à celle prévue au niveau du projet définitif, soit 10 m, ont été tendus et bloqués avec une force de 1'800 kN. Ces ti-

rants ont été équipés de cellules de mesure dans le but de suivre leur comportement dans le temps et en particulier pour quantifier les effets différés, tels que la relaxation des aciers et le fluage du corps d'ancrage. Les variations des forces de précontrainte sur une période d'observation d'une année se sont révélées insignifiantes autorisant de conclure à un comportement parfaitement élastique des tirants.

Enfin, ces essais ont également permis de soulever les problèmes d'exécution et en particulier ceux liés aux circulations d'eau observées à l'intérieur du massif de fondation du barrage. Les 4 tirants d'essai ont été détendus et démantelés à la fin des travaux de confortement du barrage.

5.4 NOUVEAU COURONNEMENT

Le nouveau couronnement du barrage assure l'introduction satisfaisante des forces de précontrainte dans le corps de l'ouvrage. Il a été réalisé en différentes étapes, telles qu'illustrées à la **Figure 9**. Ces phases sont liées aux exigences du projet et en particulier à l'impossibilité d'abaisser le niveau du lac sur une longue période d'une part et à la nécessité d'utiliser le couronnement pour l'évacuation des crues en complément de la vanne de sécurité en rive droite pour toute la durée des travaux sur le nouvel évacuateur de crues en rive gauche d'autre part.

La difficulté liée à l'abaissement temporaire du plan d'eau a été résolue par l'exécution et la pose d'éléments en béton préfabriqués. Dans cette première phase des travaux, le niveau du lac a été abaissé jusqu'à cote 551.40 m s.m. pour procéder à l'exécution de la banquette servant d'assise aux éléments préfabriqués en béton, à la pose de ces éléments en respectant la courbure du barrage sur une longueur de quelque 120 m ainsi qu'à l'étanchement des joints tant horizontaux que verticaux entre les éléments. Cette phase des travaux, qui s'est réalisée sur une période de 10 jours environ, s'est déroulée de manière entièrement satisfaisante. Les éléments préfabriqués présentent une hauteur de 1.10 m, une largeur de 0.55 m et une longueur de 2 ou 3 m selon leur type.

Dans la seconde phase des travaux, le niveau du lac a été remonté à son niveau normal d'exploitation et les démolitions du couronnement existant se sont faites à l'abri des éléments préfabriqués. Le couronnement existant a été démoli sur une hauteur comprise entre 0.62 m et 1.05 m.

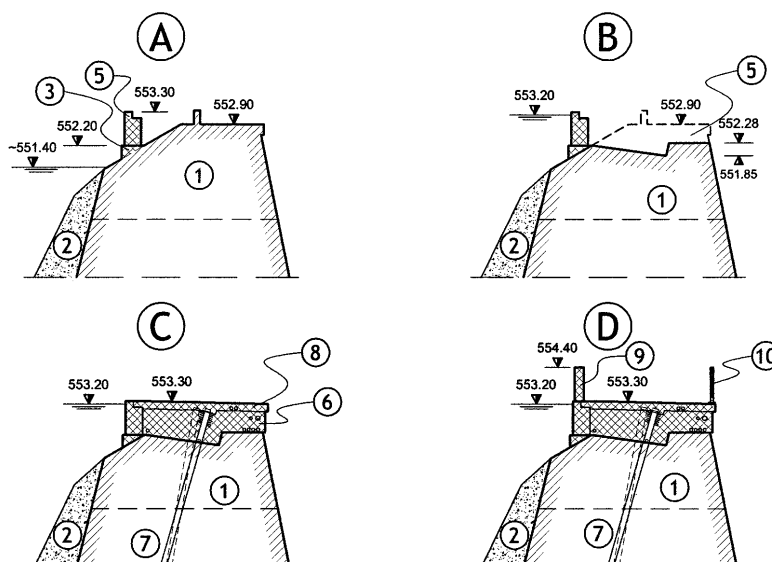


Fig. 9
Phases de réalisation du nouveau couronnement

Construction phases of the new dam crest

- | | |
|------------------------------------|-------------------------------------|
| A. Phase 1 | A. Phase 1 |
| B. Phase 2 | B. Phase 2 |
| C. Phase 3 | C. Phase 3 |
| D. Phase 4 | D. Phase 4 |
| 1. Barrage | 1. Gravity dam |
| 2. Sédiments | 2. Sediments |
| 3. Banquette | 3. Support |
| 4. Eléments préfabriqués | 4. Pre-fabricated concrete elements |
| 5. Couronnement existant | 5. Existing dam crest |
| 6. Nouveau couronnement | 6. New dam crest |
| 7. Tirants d'ancrage précontraints | 7. Prestressed anchors |
| 8. Dalle de couverture | 8. Slab |
| 9. Parapet | 9. Parapet |
| 10. Barrière | 10. Barrier |

La troisième phase des travaux a consisté dans le bétonnage du nouveau couronnement, l'exécution des forages, la pose ainsi que la mise en tension des tirants et finalement le bétonnage de la dalle de couverture. Les perforations pour les tirants d'ancrage ont été exécutées au travers des trompettes noyées dans le béton du nouveau couronnement. Les têtes des tirants sont noyées dans le béton de la dalle de couverture à l'exception des 6 têtes des tirants de mesure qui sont accessibles et protégées avec un couvercle étanche à l'eau et carrossable.

La quatrième phase débutera une fois l'évacuateur de crues en service, soit à partir du printemps 2003. Dans cette phase seront exécutés le parapet amont, la barrière aval ainsi que les divers travaux de finitions liés à la mise en service du dispositif d'auscultation du barrage.

5.5 TRAVAUX DE PERFORATION ET D'ETANCHEMENT DES FORAGES

Les forages pour les tirants ont été exécutés par rotopercussion au diamètre 174 mm au moyen d'un marteau fond-de-trou et en utilisant de l'air comme fluide de perforation à l'exception des 6 forages devant accueillir les tirants de mesure qui ont été carottés au diamètre 116 mm (carottier double muni d'une couronne diamantée) puis alésés au diamètre 174 mm par rotopercussion.

Le contrôle de la déviation d'un forage par un procédé multishot s'est révélé tout à fait probant; l'écart par rapport à l'axe théorique du forage étant inférieur à 2% de la longueur sur toute la hauteur du forage.

Après la perforation, les perméabilités des tronçons de forage situés en rocher et dans le barrage ont été évaluées à partir d'essais d'eau du type Lugeon. Ces derniers ont été conduits avec une pression de 2 bars mesurée en tête de forage. Quand les valeurs de perméabilité ont dépassé 2 unités Lugeon, la totalité du forage a été traitée au moyen d'une injection de coulis à base de ciment dosé E/C=0.67, en limitant la pression en tête de forage à 5 bars. La reperforation du forage n'a débuté, au plus tôt, que 8 heures après l'injection.

Les premiers forages exécutés en rive gauche ont pu être étanchés de manière satisfaisante selon le procédé décrit ci-avant avec une très faible quantité de ciment injecté. A partir du centre du barrage et en direction de la rive droite l'efficacité des injections s'est révélée décevante. Dans cette zone le rocher de fondation est caractérisé par des valeurs de perméabilité fortement variables dans l'espace et très élevées en regard des critères fixés et en particulier au niveau projeté de scellement des tirants. Les adaptations apportées au procédé d'étanchement et en particulier à la composition du coulis n'ayant pas permis de résoudre de manière satisfaisante ce problème, décision a été prise d'interrompre les travaux d'étanchement et de mener une campagne complémentaire de reconnaissance des conditions d'écoulement dans le massif de fondation dans la zone d'ancrage des tirants.

Ces reconnaissances ont consisté essentiellement dans l'exécution de sondages carottés étendus en profondeur, des essais d'eau de type Lugeon conduits à différentes profondeurs au moyen d'un double obturateur, des essais de perméabilité en laboratoire sur des échantillons de rocher caractérisant les différents grès rencontrés à la Maigrange, des mesures de vitesses des courants dans les forages et finalement dans un essai de traçage à la fluorescéine.

En substance, ces essais ont montré que le rocher de fondation du barrage sur rive droite est très peu fissuré mais caractérisé par une perméabilité intrinsèque importante et en particulier parallèle aux plans de stratification. Ces fortes perméabilités sont cependant restreintes à des horizons qui se situent entre 10 et 20 m au-dessous du niveau de fondation. Les circulations d'eau observées dans quelques forages n'ont pu être reproduites de manière entièrement satisfaisante à l'échelle du massif de fondation du barrage.

A relever que l'efficacité des injections d'étanchement est jugée sur la base d'essais d'eau et que ces derniers, dans le cas d'un milieu poreux, ne sont nullement représentatifs de la perméabilité au coulis de ciment. Les très faibles quantités de coulis mis en oeuvre à chaque injection viennent corroborer ces affirmations.

Fort de ces observations et conclusions, les travaux de forage et d'étanchement ont pu reprendre avec une procédure adaptée aux conditions particulières rencontrées au site de la Maigrauge. Tout d'abord la longueur des forages a été augmentée de 10 m (**Figure 10**) de manière à atteindre plus en profondeur des zones idoines pour le scellement des tirants.

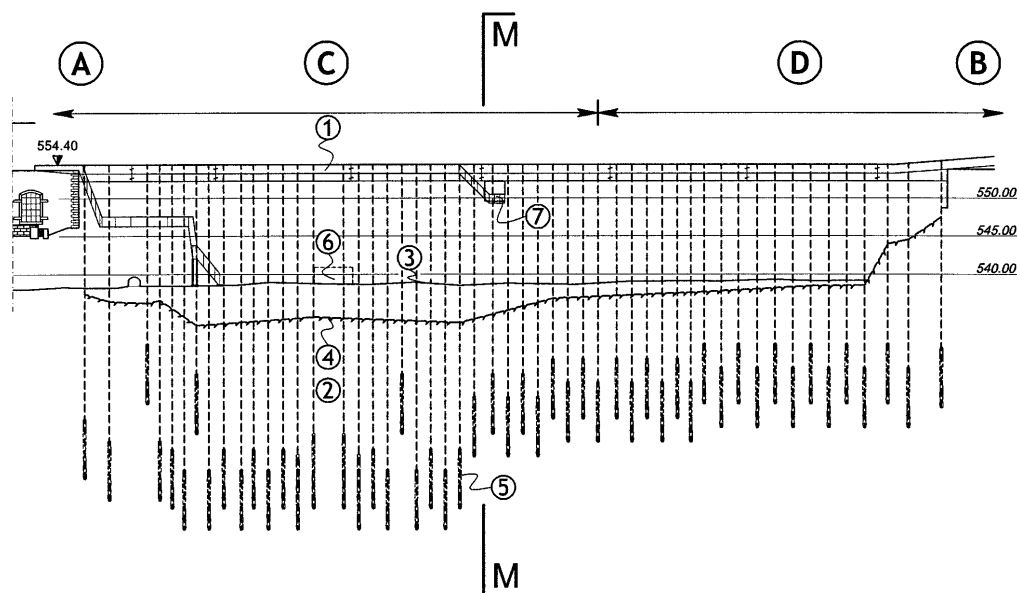


Fig. 10
Vue aval du barrage conforté

General downstream view of the strengthened dam

- | | |
|------------------------------------|-------------------------------------|
| A. Rive droite | A. Right bank |
| B. Rive gauche | B. Left bank |
| C. Tronçon courbe | C. Arched section |
| D. Tronçon rectiligne | D. Straight section |
| 1. Nouveau couronnement | 1. New dam crest |
| 2. Rocher de fondation | 2. Rock foundation |
| 3. Alluvions | 3. Alluvions |
| 4. Contact béton rocher | 4. Contact concrete-rock |
| 5. Tirants d'ancrage précontraints | 5. Prestressed anchors |
| 6. Ancienne vidange de fond | 6. Ancient bottom outlet |
| 7. Chambre du pendule inversé | 7. Chamber of the inverted pendulum |

Le procédé d'étanchement ainsi que les critères de perméabilité fixés comme exigence préalable à la pose des tirants ont également été modifiés. De fait, des perméabilités de 5 à 7 unités Lugeon ont été requises pour le tronçon de forage sur la longueur libre des tirants alors que sur la longueur de scellement des perméabilités inférieures à 4 unités Lugeon ont été exigées. La méthode GIN (Grouting Intensity Number) [1] a été mise en oeuvre pour l'injection d'étanchement des tronçons de forage situés en rocher. Pour la zone de scellement, la pression maximale d'injection a été fixée à 30 bars et l'intensité d'injection limitée à $GIN=1500 \text{ l/m} \times \text{bars}$. Le tronçon de forage correspondant à la longueur libre du tirant a été injectée avec une pression maximale de 20 bars et l'intensité d'injection réduite à $GIN = 1000 \text{ l/m} \times \text{bars}$.

L'étanchement des forages a été réalisé avec un unique coulis stable à base de ciment Durodur H70 (Blaine 7'600 cm²/g), dosé E/C=0.7 et avec 1% de superplastifiant. Ce coulis est caractérisé par un ressuage proche de 0% à 2 heures, un temps d'écoulement au cône Marsh de l'ordre de 42 s et surtout par une prise rapide.

Le solde des forages situés sur rive droite a été étanché de manière satisfaisante avec ce nouveau procédé. Les quantités de ciment mis en oeuvre pour l'étanchement des forages ont été très faibles, souvent bien inférieures à 50 kg par mètre linéaire de forage.

5.6 POSE, SCCELLEMENT ET MISE EN TENSION DES TIRANTS

Au fur et à mesure de l'avancement des travaux, les tirants ont été acheminés par nombre de 8 à 10 au barrage de la Maigrauge par camion et mis en oeuvre le jour même de leur livraison. La pose des tirants a été réalisée au moyen d'un hélicoptère.

L'injection des tirants s'est déroulée de manière entièrement satisfaisante. A relever qu'aucune réinjection ultérieure des zones de scellement n'a été nécessaire, démontrant de fait que les forages étaient suffisamment étanches. De même, les contrôles de la résistivité électrique des tirants se sont révélés tous probants, témoignant ainsi de la parfaite étanchéité des gaines PE.

Initialement, le projet prévoyait que la mise en tension des tirants se fasse une fois tous les tirants posés et en respectant une séquence permettant une mise en précontrainte progressive et uniforme du barrage. Au vu du retard accumulé dans la mise en oeuvre des tirants, imputables aux problèmes d'étanchement des forages situés sur rive droite du barrage, la mise en tension des tirants a été anticipée et réalisée en fonction de l'avancement des travaux.

Chaque tirant a été soumis à une épreuve poussée de mise en tension, en respectant 3 paliers de précontrainte jusqu'à un niveau de 2'400 kN puis détendus et bloqués au niveau $P_0 = 1'600$ kN (49% de la résistance ultime).

Le tirant initialement projeté à l'axe de l'ancienne vidange de fond a été supprimé et son effet compensé par un accroissement de la force de blocage des tirants voisins ($P_0 = 2'000$ kN); ces derniers ont été renforcés par un toron supplémentaire. Cette modification de projet a été retenue prudente en vue de limiter les sollicitations dans cette section.

Le comportement du barrage durant les différentes opérations de mise en tension s'est révélé pleinement satisfaisant.

6. MISE A JOUR DU DISPOSITIF D'AUSCULTATION

Afin de remplir au mieux les objectifs d'une auscultation adaptée aux exigences actuelles de la surveillance, une dernière phase de mise à jour du dispositif primitif d'auscultation est en cours de réalisation. Cette phase comprend :

- l'installation, à la "clé" du barrage (section M-M sur la figure 10) d'un *pendule inversé* de 60 m de longueur, pénétrant de 40 m dans le rocher de fondation. Le choix d'une telle profondeur par rapport à la hauteur du barrage a été dicté par la nécessité de soustraire le point fixe du pendule, c'est-à-dire le fond de son puits, à toute influence des tirants d'ancrage dont le scellement se situe 10 m plus haut. Le puits du pendule sera entièrement chemisé avec un tube en acier inoxydable permettant d'utiliser le système "Hydro-Québec" de mesure, c'est-à-dire autorisant une mesure de déplacement à n'importe quel niveau du puits. Dans ce dernier sera installé un fil d'invar, scellé au même niveau que le pendule, et destiné à la mesure des mouvements verticaux à l'aide d'un déflectomètre;
- le remplacement des 7 cellules piézométriques pneumatiques par des *cellules électriques* placées également au contact béton-rocher;
- la réinstallation des 6 *thermomètres électriques* à la "clé" du barrage, à proximité du pendule, thermomètres qu'il avait fallu enlever dans le cadre de la réhabilitation du barrage;
- le remplacement des 2 *manomètres mécaniques* au pied du barrage;
- le remplacement du thermographe par un *thermomètre électronique* pour la mesure et l'enregistrement de la température de l'air;
- l'installation d'un nouveau *réseau géodésique* auquel sera rattaché le pendule inversé. Si nécessaire, il pourra être intégré à un réseau GPS (Global Positioning System);
- la mise en place d'un nouveau *nivellement de précision* sur le couronnement du barrage avec rattachement de la tête des micromètres coulissants, prolongement sur les rives et choix de repères de référence stables;
- le contrôle du débit, de la température et de la conductivité de l'eau de *forages drainants* situés au pied aval du barrage, ainsi que de l'eau issue de la *galerie* de l'aile droite du barrage;
- le raccordement du pendule inversé, des cellules piézométriques électriques, des thermomètres électriques et de cellules de pression des tirants d'ancrage de contrôle à un *module d'acquisition automatique de données* (télétransmission et enregistrement).

Les cellules piézométriques et les thermomètres électriques seront *extractibles*, c'est-à-dire qu'ils pourront être extraits de leur forage en tout temps pour contrôle, réparation, ou remplacement en cas de défaillance.

7. SYNTHÈSE ET CONCLUSIONS

Les travaux de confortement du barrage de la Maingrauge, réalisés au moyen de tirants d'ancrage précontraints, ont débuté au mois de mai 2001 et se sont achevés dans le courant du mois de mars 2002.

Les injections d'étanchement des forages en vue de satisfaire les critères de perméabilités fixés comme condition préalable à la pose des tirants ont nécessité la mise en œuvre de

quelque 204 t. de ciment, soit un peu moins de 100 kg de liant par mètre de forage. A cette dernière valeur il convient d'associer environ 60 kg/m pour le seul remplissage des tiges de forage et du forage lui-même.

La longueur totale des 52 tirants mis en œuvre à partir du couronnement du barrage s'élève à 2'094 m. Les têtes sont noyées dans le béton de la dalle de couverture du couronnement à l'exception de celles des 6 tirants de mesure qui sont toujours accessibles.

Enfin, quelques travaux annexes ont été réalisés au pied du barrage; ces derniers ont consisté essentiellement dans l'exécution d'une banquette pour l'accès au pied du barrage ainsi que la réalisation de forages pour le drainage du contact béton-rocher.

L'ensemble de ces travaux ainsi que la mise à jour du dispositif d'auscultation du barrage contribuent à améliorer la sécurité du plus vieux barrage en béton d'Europe dans le respect des normes de sécurité en vigueur.

REFERENCE

[1] LOMBARDI, G. : Grouting of rock with cement mixes : ICOLD-Symposium, Antalya (Turkey), Dams Foundations: Problems and Solutions : 23rd September 1999,

RESUME

Le barrage de la Maigrauge, construit en 1870 sur la Sarine à proximité de la ville de Fribourg (Suisse). Le barrage, surélevé en 1909, est considéré comme le plus ancien barrage en béton d'Europe.

La mise en conformité de cet ouvrage avec les normes actuelles en matière de sécurité a nécessité la mise en œuvre de travaux de confortement. Ces derniers ont consisté essentiellement dans l'exécution de 52 tirants précontraints permanents exécutés à partir du couronnement et ancrés en profondeur dans la fondation. Outre le contrôle permanent des forces appliquées au barrage, la solution retenue permet également de conserver le caractère actuel du site.

Après l'historique de l'aménagement et la description des conditions géologiques, le présent rapport rend compte tout d'abord des conditions de stabilité du barrage pour les conditions normales d'exploitation comme lors de situations exceptionnelles et passe en revue les aspects du dimensionnement des tirants.

Le rapport expose ensuite les travaux de mise en œuvre des tirants en partant des perforations jusqu'aux épreuves de mise en tension en passant par les mesures techniques appliquées pour réduire la perméabilité des forages.

Enfin, le rapport décrit les adaptations et la mise à jour apportées au système d'auscultation du barrage en vue d'en améliorer la surveillance et, partant, la sécurité.

ABSTRACT

The Maigrauge gravity dam, was built in 1870 on the Sarine river close to the town of Fribourg in Switzerland. The dam heightened in 1909, might be considered as one of the oldest concrete dams in Europe.

In order to conform the dam to the present safety standards especially as regards its seismic resistance, strengthening measures became necessary. The finally selected design consists in the installation of 52 inclined prestressed 160 tons anchors drilled from the dam crest into the rock foundation. The selected anchors design allows to permanently verify the forces applied on the dam.

After presenting some general aspects of the scheme and the geology of the site, the paper discusses the dam stability under ordinary operational conditions as well as in case of exceptional loads, presenting finally some theoretical aspects concerning the anchor's design.

The various installation phases of the anchors are described, starting from the drilling activities up to the anchor tensioning. Special attention is given to the measures applied to reduce the permeability of the boreholes.

Finally, the paper presents the updated monitoring system providing an adequate surveillance of the structure under any operational condition.