

# Surélévation du barrage de Lalla Takerkoust (Maroc)

Autor(en): **Cornut, Roger**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Wasser Energie Luft = Eau énergie air = Acqua energia aria**

Band (Jahr): **84 (1992)**

Heft 7-8

PDF erstellt am: **22.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-940572>

## **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

## **Haftungsausschluss**

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

(Sinniger und Hager, 1989). Damit lässt sich das breittkronige Wehr hervorragend auch bei flachen Gebieten mit hohem Rückstau einsetzen.

## Schlussfolgerungen

Das breittkronige Wehr im Abflussbereich  $0,1 < H/L_w < 0,4$  besitzt einen vollständig ähnlichen Strömungsverlauf. Das Oberflächenprofil, das Bodendruckprofil, das Ablösungsprofil sowie die Geschwindigkeitsprofile lassen sich allein mit der Zuflussenergiehöhe  $H$  normieren. Bild 2 zeigt das verallgemeinerte Strömungsbild. Der zugehörige Überfallbeiwert  $C_d$  bleibt auf  $\pm 1\%$  konstant. Ferner lässt sich dieses Wehr bis auf knapp 80% einstauen, ohne

dass die Abflusskonfiguration ändern würde. Damit sind die Voraussetzungen gegeben für einen standardisierten Überfalltyp, der sich vorteilhaft für Überfallhöhen zwischen 1 m und 3 m einsetzen lässt.

Literatur:

Hager, W.H. (1992). Breittkroniger Überfall. «wasser – energie – luft;» erscheint demnächst.

Sinniger, R.O. und Hager, W.H. (1989). Constructions hydrauliques – Ecoulements stationnaires. Presses Polytechniques Romandes: Lausanne.

Adresse des Verfassers: Dr.sc.techn. Willi H. Hager, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH-Zentrum, 8092 Zürich.

## Surélévation du barrage de Lalla Takerkoust (Maroc)

### Conception, réalisation, auscultation

Roger Cornut

#### 1. Introduction, description sommaire des travaux

Le barrage-poids de Lalla Takerkoust sur l'oued N'Fis, situé dans les premiers contreforts du Haut-Atlas à 35 km au Sud de Marrakech, a été construit entre 1928 et 1934 (figure 1).

Sa surélévation de 9 mètres (1978–1980) a permis de doubler le volume de la retenue qui avait perdu, par envasement, le tiers de sa capacité initiale (figure 2). La partie non déversante du barrage (273 m) a été surélevée par adjonction de béton et ancrages précontraints dans la

partie centrale, les plots de rive étant simplement «engraissés» (figure 5) sur le parement aval.

Dans la zone précontrainte de 162 m de longueur, l'équilibre est assuré par 54 tirants de fort tonnage, espacés généralement de 3 mètres (minimum 2 m) et ancrés à 25 m sous le niveau de fondation, ce qui représente une longueur moyenne de câble de 90 m (maximum 114 m). Le béton de surélévation intéresse en fait une hauteur de 20 m, entre la reprise de bétonnage sur le parement aval et le couronnement; les dimensions de l'ouvrage imposaient en effet un épaississement aval qui a été lié à l'ancien béton par des câbles ancrés dans une galerie existante et des tirants scellés dans le béton (figures 3 et 4).

L'évacuateur de crues, 4 passes de 15 m de largeur, a été équipé de nouvelles vannes du type segment de 6,70 m de hauteur, ce qui a nécessité une surélévation de 7,60 m des déversoirs et de 7,00 m des piliers. Ces derniers sont précontraints horizontalement par des câbles et verticalement par des tirants en rocher pour reprendre les efforts des vannes et assurer la stabilité générale des plots (figure 6).

Figure 1. Vue aval en cours de surélévation.

De gauche à droite on distingue:

- l'évacuateur de crues dont une passe est déjà surélevée,
- la partie centrale non encore modifiée sur sa gauche mais où les travaux sont en cours sur sa droite sous le niveau du couronnement,
- le barrage surélevé sur lequel roule une grue à tour.





Figure 2. Vue aval après surélévation.

Table 1. Caractéristiques principales.

<i>Barrage existant</i>	
Volume initial (1934)	52 Mio m <sup>3</sup>
Volume en 1975	34 Mio m <sup>3</sup>
Envasement en 1975	18 Mio m <sup>3</sup>
Hauteur maximale sur fondations	57 m
Largeur de base maximale	49,50 m
Couronnement: cote	656,60 NGM
longueur	357 m

<i>Barrage surélevé</i>	
Volume total	79 Mio m <sup>3</sup>
Volume additionnel	45 Mio m <sup>3</sup>
Surélévation	9,00 m
Couronnement: cote	665,60 NGM
longueur	510 m
Béton additionnel	50000 m <sup>3</sup>

<i>Précontrainte</i>	<i>Effort nominal</i>	<i>Nombre</i>
Tirants en rocher		86
– partie centrale	5650 à 6780 kN	54
– évacuateur de crues	2120 et 3250 kN	32
Tirants et câbles dans le béton		188
– partie centrale	440 et 540 kN	172
– évacuateur de crues	2425 kN	16
Poids total d'acier utilisé	350 tonnes	

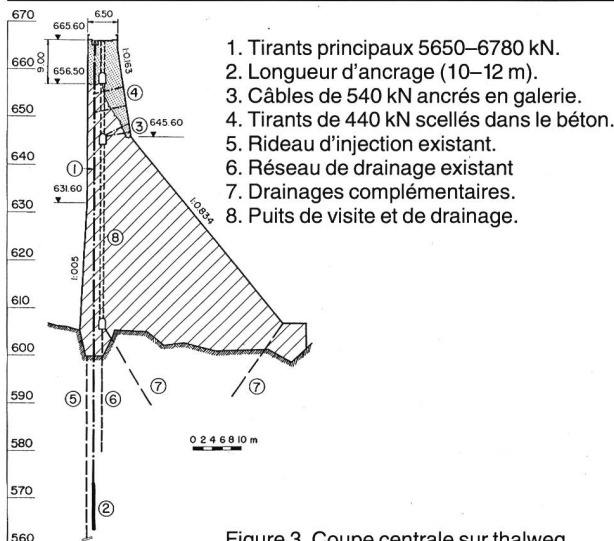
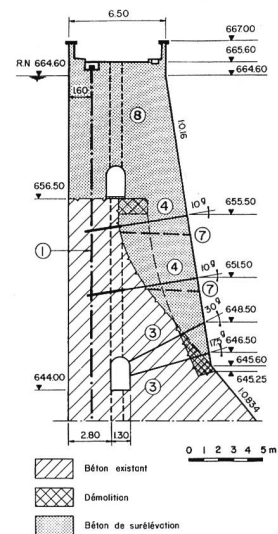


Figure 3. Coupe centrale sur thalweg.

Figure 4. Détail de la surélévation par précontrainte.



1. Tirants principaux 5650–6780 kN.
3. Câbles de 540 kN ancrés en galerie.
4. Tirants de 440 kN scellés dans le béton.
7. Drainages complémentaires.
8. Puits de visite et de drainage.

## 2. Conception et dimensionnement

### 2.1 Particularités de la surélévation par précontrainte

La mise en œuvre de tirants précontraints, associée à une adjonction plus ou moins importante de béton sur le couronnement existant, représente généralement la solution la plus économique pour des ouvrages de hauteur supérieure à 20 mètres. Pour Lalla Takerkoust, cette méthode a été adoptée parce qu'elle était environ 2,5 fois meilleur marché qu'une surélévation par engraissement du parement aval et qu'elle permettait de respecter la condition imposée: perturber le moins possible l'exploitation de la retenue.

Ces deux atouts économiques: réduction du coût de construction et des pertes d'exploitation sont déterminants. Les autres méthodes, l'engraissement de l'ouvrage sur son parement amont ou aval nécessitent la vidange complète, respectivement partielle du lac sur une longue période; le volume de tels travaux étant important, ces solutions hypothèquent lourdement l'économie du projet; elles peuvent néanmoins s'imposer techniquement dans certains cas (masque amont pour un ouvrage présentant des problèmes d'étanchéité par exemple).

Deux autres avantages de la précontrainte sont essentiels:

- l'emprise des travaux sur l'ouvrage existant est faible ce qui circonscrit la surface de contact entre ancien et nouveau béton dont le traitement, visant à garantir le monolithisme de l'ouvrage, est délicat et coûteux à réaliser; la précontrainte d'autre part améliore sensiblement ce monolithisme, grâce à la compression qu'elle exerce;
- la durée des travaux est plus courte que pour toute autre solution.

#### *Limites d'application et difficultés de mise en œuvre*

Le principe de la méthode consiste à mettre en œuvre des tirants d'une puissance calculée pour compenser les ef-

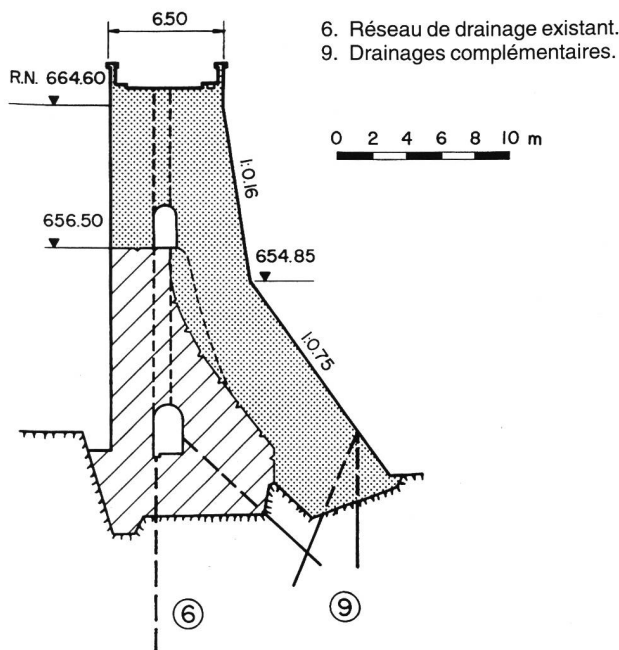


Figure 5. Surélévation, plot de rive de hauteur inférieure à 20 m.

forts supplémentaires occasionnés par la surélévation du plan d'eau. Pour un barrage-poids classique non surdimensionné, les câbles doivent être ancrés dans le rocher de fondation car l'effort de précontrainte est nécessaire sur toute la hauteur de l'ouvrage. Dans la partie inférieure du barrage, les sections de béton sont telles que l'effet de la précontrainte est minime. A Lalla Takerkoust par exemple, la contrainte verticale qu'elle engendre au pied amont ne représente que 12% de celle de celle due au poids propre et 40% de l'effet de la sous-pression de calcul. Des efforts énormes sont ainsi indispensables pour obtenir une faible modification de l'état de contrainte.

Il importe donc de limiter la précontrainte nécessaire en agissant sur les autres facteurs d'équilibre modifiables, soit le volume du béton de surélévation – qui ne joue cependant qu'un rôle minime dans l'équilibre de la section de base pour des ouvrages de hauteur supérieure à 40 m – soit surtout les sous-pressions qui ont une influence considérable à ce niveau.

De fait, les limites techniques de la méthode sont assez rapidement atteintes, que l'on considère soit la surélévation maximale d'un barrage de hauteur donnée, soit la hauteur d'ouvrage au-dessus de laquelle le procédé n'est plus applicable. Par exemple, en admettant la précontrainte techniquement réalisable définie au § 3.4 (5000 KN/m), la surélévation maximale possible de Lalla Takerkoust est de 12 m soit environ 20% et une surélévation de 10% n'est plus raisonnablement envisageable pour des ouvrages de hauteur dépassant 110 m.

Il a été écrit à plusieurs reprises que les tirants précontraints solidarissent l'ouvrage et la masse rocheuse mobilisée par les ancrages, qui formeraient ainsi un monolithe (Verbundkörper) vis-à-vis des efforts extérieurs, ce qui représenterait une amélioration considérable des conditions de stabilité. En fait ce monolithisme n'existe pas à cause de l'élasticité de l'acier de précontrainte: un câble de 100 m de longueur s'allonge d'environ 50 cm lors de la mise en tension et s'allongerait encore d'autant pour atteindre sa charge de rupture. Pour faire participer la fondation à la résistance au renversement du barrage, c'est-à-dire assurer la transmission d'efforts supplémentaires, les tirants

devraient donc subir (loi de Hooke!) des allongements décimétriques, déformations incompatibles avec celles du barrage ou du massif de fondation. La précontrainte n'agit donc que comme charge additionnelle appliquée au couronnement, charge qui doit être ancrée suffisamment profondément pour mobiliser un poids de rocher correspondant, mais ceci sans assurer une liaison rigide entre les 2 éléments.

Les limites de la méthode ainsi fixées, il reste à traiter de la difficulté majeure de son application: assurer la pérennité de la précontrainte. Ce problème est celui qui soulève le plus de doutes – justifiés – concernant ce type de réalisation: au moins deux surélévations par tirants ont dû être mises plus ou moins rapidement hors service suite à des ruptures d'acier par corrosion.

Il est en effet extrêmement délicat, au stade actuel de la technique, de mettre en œuvre une protection anti-corrosion présentant des garanties suffisantes de longévité. La solution adoptée à Lalla Takerkoust et les enseignements que l'on peut en tirer en ce qui concerne la sécurité à long terme sont exposés ci-après.

## 2.2 Conception de la surélévation

En fonction des considérations qui précèdent, les problèmes posés par la surélévation de Lalla Takerkoust ont été résolus comme suit.

### Béton de surélévation (figure 4)

La géométrie particulière de la partie supérieure de l'ouvrage (figures 1 et 9) imposait une reprise à environ 10 m sous le couronnement existant. La mauvaise qualité des joints horizontaux (le barrage avait été construit en béton damé, par levées de 1 m, sans traitement adéquat des surfaces de reprise) a conduit à ancrer la partie inférieure au moyen de tirants de 440 et 540 KN et à drainer systématiquement le joint parabolique de reprise.

Cela étant, le profil adopté correspond au minimum compatible avec la résistance de la section à la traction (effet de la précontrainte à lac vide) et aux contraintes tangentielles sur le joint de reprise susmentionné. Le béton de surélévation est pourvu d'une armature de surface renforcée dans les zones des têtes d'ancrage.

### Précontrainte

La précontrainte a été maintenue dans des limites raisonnables en l'associant à une diminution de la sous-pression, garantie par un drainage systématique de la fondation et du barrage, exécuté avant les travaux de surélévation. Son efficacité, mesurée par de nombreux piézomètres, a été contrôlée avant le dimensionnement définitif des tirants.

La précontrainte nécessaire par mètre linéaire de barrage varie ainsi de 2220 KN/m pour le plot de hauteur maximale (66 m après surélévation) à 1510 KN/m pour les blocs les moins élevés (40 m environ).

Table 2. Caractéristiques des tirants de forte puissance.

	Toron	Câble
Diamètre	15,4 mm	190 mm
Section d'acier	143,5 mm <sup>2</sup>	7032 mm <sup>2</sup>
Nombre de fils par toron et de torons par câble	7	49
Limite élastique à 1% d'allongement (1610 N/mm <sup>2</sup> )	231 kN	11 310 kN
Charge de rupture (1795 N/mm <sup>2</sup> )	258 kN	12 625 kN
Charge de service	138 kN	6 779 kN

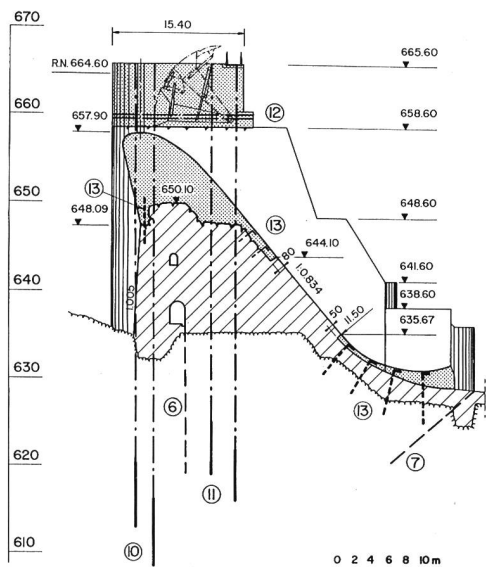


Figure 6. Surélévation de l'évacuateur de crues.

- 6. Réseau de drainage existant.
- 7. Drainages complémentaires.
- 10. Tirants en rocher de 3250 kN.
- 11. Tirants en rocher de 2120 kN.
- 12. Câbles horizontaux de 2425 kN.
- 13. Ancrages «Perfo».

Seule la partie centrale de l'ouvrage a été précontrainte (figure 3), l'engraissement aval s'étant révélé plus économique pour les plots de rive de hauteur inférieure à 20 m (figure 5).

### 2.3 Dimensionnement

Les calculs ont été effectués selon la méthode classique de dimensionnement des barrages-poids, la précontrainte agissant donc comme un effort ponctuel appliqué au couronnement.

Pour la partie supérieure, un calcul par éléments finis a permis de déterminer l'influence des singularités ne pouvant être prises en compte par le calcul classique:

- la diffusion de l'effort de précontrainte,
- la présence de galeries à différents niveaux,
- l'action des câbles du parement aval,



Figure 7. Tirants d'ancrage. Quelques tirants principaux, non encore pourvus de leur gaine extérieure. A l'arrière-plan la roue d'enfilage.

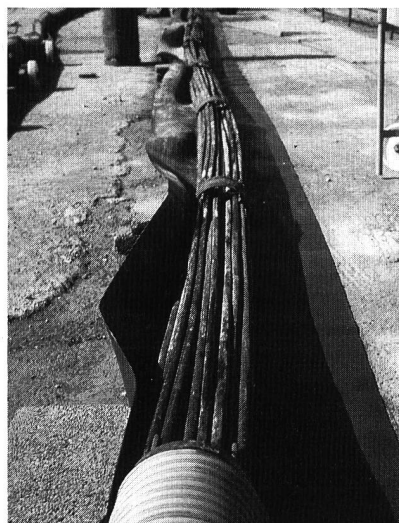


Figure 8. Détail d'un tirant. Au premier plan le début de la zone d'ancrage avec sa gaine métallique. Au second plan, mise en place et collage de la gaine PVC sur la longueur libre.

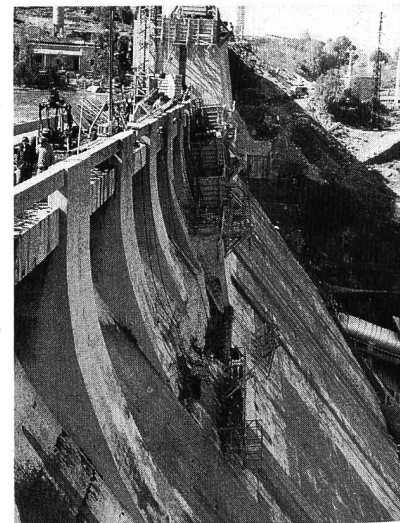


Figure 9. Reprise sur le parement aval. Au premier plan, la reprise de bétonnage 11 m sous le couronnement existant, puis les étapes de bétonnage de la partie inférieure. A l'arrière-plan, le barrage surélevé.

- la présence de bétons de modules élastiques différents, en contact sur un joint de reprise parabolique.

Les tirants en rocher ont été dimensionnés conformément aux normes en vigueur au Maroc lors de la surélévation (norme française «TA77»):

- la tension de service dans les câbles est au plus égale aux 60% de la limite élastique de l'acier;
- la profondeur d'ancrage a été fixée de manière à ce que le cône d'influence associé à chaque tirant ait un volume suffisant pour présenter une résistance à l'arrachement égale à la limite de rupture de l'acier; en fait, l'étagement indispensable des zones de scellement conduit à des profondeurs supérieures à celles fournies par le calcul (en moyenne 25 m au lieu de 18);
- la longueur de scellement a été déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement admise, selon le calcul classique, entre le coulis de scellement et les parois du forage; elle a été vérifiée par des essais en laboratoire et in situ.

### 2.4 Conception des tirants en rocher

Les tirants (système VSL) sont constitués de torons individuels gainés et graissés sur leur longueur libre, dénudés sur la longueur d'ancrage; sur cette dernière, le faisceau de torons est protégé par une gaine métallique ondulée remplacée par du PVC souple sur la longueur libre (figures 7 et 8); ces 2 gaines sont injectées intérieurement et extérieurement au coulis de ciment.

Ces dispositions ont permis de satisfaire comme suit aux sujétions technico-économiques décrites plus haut.

- a) Utilisation de tirants de fort tonnage pour des raisons techniques: réaliser une précontrainte de 2220 KN/m avec un espacement des câbles suffisant (en général 3 m) et économiques: réduire le nombre de forages dont le coût représente environ la moitié du coût total de la précontrainte. La capacité choisie correspond au maximum possible en 1977 en fonction de la puissance des vérins de mise en tension (12500 KN) et de la charge des tirants d'essai imposée par les normes, soit 1,6 fois la charge de service. Dans l'état actuel de la technique et au vu de l'expérience acquise, il semble difficile d'envisager des tirants d'une charge nominale supérieure à 10 000 KN ce qui représente un ef-

fort de précontrainte de 5000 KN par mètre de barrage si l'on admet un espacement minimal de 2,00 m.

- b) Transmission à la zone de fondation de l'effort appliqué en tête: la mise en tension de câbles de précontrainte, est toujours caractérisée par le développement de frottements locaux (têtes) et répartis diminuant l'effort transmis par le câble. Ce problème a été résolu par l'emploi de torons graissés coulissant librement dans une gaine individuelle rigide en polypropylène, par la mise en œuvre de tirants rectilignes et une prise en compte précise des frottements lors de la mise en tension.
- c) Transmission de l'effort d'ancrage au massif de fondation: assurée par une injection classique au coulis de ciment sans pression autre que celle due à la gravité; un essai de laboratoire en vraie grandeur a permis de vérifier que la gaine métallique ondulée de protection ne perturbait pas la transmission de l'effort des torons au rocher.
- d) Possibilité de contrôler et de retendre en tout temps tous les câbles: ce problème est également résolu par la mise en œuvre de torons gainés libres dans leur gaine individuelle, et par l'utilisation, pour l'ancrage mobile, de têtes filetées permettant:
- de mettre en place des cellules de mesure (vérins plats) pouvant en tout temps être enlevées sans détendre le câble, soit pour révision, soit pour montage et contrôle sur n'importe quel autre tirant;
  - de retendre en tout temps n'importe quel câble au moyen d'un dispositif relativement simple se vissant sur la tête existante.
- e) Enfin, point certainement le plus important, protection anticorrosion double à tous les niveaux. Cette fonction est remplie par le coulis de ciment et la gaine métallique dans la zone d'ancrage; sur la longueur libre, la protection est assurée par la graisse et la gaine individuelle de chaque toron, par le coulis d'injection et par la gaine extérieure en PVC, bien que celle-ci ait surtout été prévue pour la protection des torons lors de la mise en place et soit donc susceptible d'être partiellement endommagée. Dans la partie supérieure, le haut des torons (dénudés sous la tête d'ancrage) est protégé par un brai-epoxy et la tête elle-même par de la graisse et un capot. Les propriétés anticorrosives de tous les composants: graisse, gaines, brai-epoxy ont été testées en laboratoire.

### 3. Géologie et mécanique des roches

La partie ancrée de l'ouvrage est fondée sur des roches primaires métamorphiques: schistes noirs à bancs de quartzites et grès fins à intercalations de schistes. Le site du barrage est caractérisé par une hydrogéologie complexe se manifestant par des sous-pressions localisées importantes, que plusieurs campagnes antérieures d'injection n'avaient pas réussi à diminuer.

Les études et essais effectués ont permis de résoudre de manière tout à fait satisfaisante les principaux problèmes posés par la surélévation:

- réduction des sous-pressions au moyen d'un drainage efficace de la fondation,
- ancrage des tirants dans les grès et les schistes,
- détermination des caractéristiques du rocher de fondation intéressant les problèmes de stabilité de l'ouvrage ou de mise en œuvre de la précontrainte: la résistance à la compression simple, le module élastique, l'angle de frottement interne, la résistance au cisaillement sur les discontinuités.

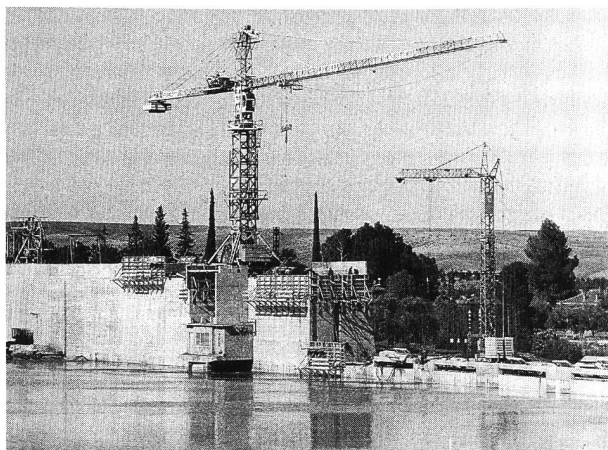


Figure 10. Vue amont.

Tout à gauche sur le nouveau couronnement, la roue d'enfilage des tirants, de 5 m de diamètre et la grue à tour de 150 mt pour le bétonnage de la partie supérieure. A droite, l'ouvrage existant et la grue de bétonnage de la partie inférieure. La retenue est à son niveau maximal.

### 4. Réalisation

L'ensemble des travaux a été réalisé en deux ans, conformément au programme prévu.

Durant la première saison humide, 3 passes existantes ont été maintenues en service; au début de la 2<sup>e</sup>, les 4 passes surélevées étaient opérationnelles.

Les travaux de bétonnage, exécutés au moyen de grues à tour situées en pied de barrage ou avançant sur le couronnement définitif (figure 10) n'ont pas posé de problèmes particuliers. Toutes les surfaces de contact avec le béton existant ont été repiquées sur une profondeur de 5 à 10 cm.

#### Travaux de précontrainte

7 câbles d'essai, en tous points semblables aux tirants définitifs, ont été testés à 11 000 KN (1,6 fois la charge maximale de service) dans le but de vérifier la tenue des scellements, le comportement élastique du tirant et la transmission de l'effort à la zone de fondation, ainsi que les dispositions adoptées ou calculées pour la mise en œuvre de tirants dont les dimensions sortaient nettement de l'ordinaire.

Ces essais permirent également la mise au point des méthodes d'injection et de mise en tension et de fixer définitivement les critères d'approbation à respecter lors de cette dernière.

Les forages ont été exécutés par pilotage dans le béton au carottier à câble diamètre 101 mm, prolongé dans le rocher au marteau de fond de trou diamètre 96 mm et 2 réalésages successifs à 165 et 254 mm, au marteau de fond de trou également. Certains forages ont été entièrement carottés et toutes les zones de scellement soumises à des essais d'eau et injectées lorsque la perméabilité dépassait 1 Lugeon.

Les 54 tirants de fort tonnage ont été fabriqués sur une aire bétonnée située dans le prolongement du couronnement surélevé, tirés sur le couronnement puis sur une roue d'enfilage de 5 m de diamètre (figures 7 et 10), pour redescendre dans le forage. Les tirants de l'évacuateur de crues ont été mis en place au moyen d'une grue.

L'injection fut incontestablement l'opération la plus délicate et la plus critique, du fait principalement de la grande longueur des tirants, de la présence des gaines extérieures et de la mauvaise qualité du ciment.

La mise en tension a été conduite de façon très stricte et détaillée afin de prendre en compte tous les phénomènes particuliers. Les tirants de Lalla Takerkoust sortent en effet largement du domaine d'utilisation implicitement considéré par les différentes normes et les câbles d'essai ont montré qu'il n'était pas possible d'appliquer sans autre les recommandations de ces dernières concernant les critères d'approbation ou le calcul des frottements par exemple. La méthode mise au point a permis:

- le contrôle de la tenue du scellement sous une charge égale à 1,3 fois la charge de service;
- la détermination et la compensation des frottements;
- le calcul de la longueur libre apparente et du point d'ancrage fictif.

## 5. Auscultation et comportement

### 5.1 Contrôles classiques

A l'exception de piézomètres, l'ouvrage existant ne comportait aucun dispositif d'auscultation. Il a donc été équipé, lors des travaux de surélévation, d'un système classique pour ce type d'ouvrage.

#### Mesure des déplacements

Pendules inversés (2), clinomètres (3), piliers et cibles pour mesures géodésiques, dispositifs de mesure des mouvements relatifs des joints entre plots.

Les déplacements élastiques mesurés sont conformes aux caractéristiques de l'ouvrage surélevé, l'influence de la température étant prépondérante. Sur les 11 années de mesure, on note un déplacement permanent vers l'aval de 2 à 3 mm.

#### Mesure des sous-pressions

Le dispositif existant a été complété sous certains plots, par des auréoles de piézomètres à l'amont et à l'aval, assurant ainsi la mesure des sous-pressions sous la totalité de la section.

Sous le plot n° 9, le plus haut et également le plus critique en ce qui concerne l'intensité de la sous-pression existante, ce dispositif a permis de constater une augmentation constante de cette dernière de 1981 à 1987 où elle a dépassé la valeur de dimensionnement; la réactivation des drains et l'exécution de nouveaux forages au pied aval ont permis de rétablir une situation normale dès 1988.

Sous tous les autres plots, les valeurs mesurées sont bien inférieures à la sous-pression de dimensionnement.

### 5.2 Contrôle de la précontrainte

Tous les ancrages en rocher ont été contrôlés 1, 30 et 100 jours après leur mise en charge. Aucune baisse de tension n'est apparue sur les tirants de plus de 3000 KN et une perte maximale de 3% a été enregistrée sur certains câbles de 2120 KN de l'évacuateur de crues.

En fait, l'expérience de Lalla Takerkoust montre que les pertes de tension habituelles (relaxation de l'acier, retrait ou fluage du béton, qui avaient été estimées à environ 5%) sont «absorbées» par les frottements (phénomène de réversibilité); elles ne sont donc pas déterminantes, pour les tirants de fort tonnage en tout cas, et sont de toute façon compensables par une surtension initiale (10% à Lalla Takerkoust, valeur qui s'est donc avérée trop pessimiste).

10 tirants en rocher et 10 ancrages du parement aval sont contrôlés en permanence (1 mesure par mois) au moyen de vérins plats vissés sur l'ancrage mobile et mis en pression uniquement lors de la mesure.

Un contrôle quinquennal, au moyen des mêmes cellules, est effectué sur la totalité (86) des tirants en rocher et sur une grande partie des câbles du parement aval. Deux de ces contrôles ont été réalisés à ce jour, en 1983 et 1988.

La tension est quasiment constante depuis 12 ans sur tous les ancrages, la variation ne dépassant pas  $\pm 5,5\%$ , cette valeur étant du même ordre de grandeur que la précision des mesures (essentiellement influencée par les frottements en tête des câbles).

## 6. Conclusions

Les résultats des contrôles indiquent donc un comportement entièrement satisfaisant de l'ouvrage surélevé durant ses 11 premières années de service, tout spécialement en ce qui concerne les 2 points les plus critiques: la maîtrise des sous-pressions et le contrôle de la précontrainte.

En ce qui concerne cette dernière, l'expérience acquise à Lalla Takerkoust, mise en parallèle avec d'autres réalisations connues (notamment celles qui ont présenté des problèmes graves à court ou long terme), permet d'affirmer que la surélévation ou le renforcement par précontrainte est une solution tout à fait recommandable dans les limites esquissées plus haut.

Il est néanmoins indispensable d'adopter certaines dispositions vitales décrites au chapitre 2 en ce qui concerne le présent ouvrage, de s'assurer de leur mise en œuvre effective, et de pouvoir contrôler en tout temps l'intégrité des tirants.

Tout en étant conscient qu'une période de 11 ans est encore trop courte pour prétendre avoir résolu le problème de la protection anticorrosion et en remarquant que toute surélévation est à chaque fois un cas d'espèce qui justifie des solutions spécifiques, il est possible de dégager quelques principes généraux concernant la mise en œuvre de la précontrainte:

- en tout premier lieu évidemment une protection anticorrosion fiable, de préférence double ou triple; la garantie que cette protection sera efficace sur toute la longueur du câble et qu'elle ne sera pas endommagée lors de la mise en place; le développement, déjà très avancé, de câbles en matériaux composites (résines et fibres de verre ou de carbone) laisse augurer des solutions prometteuses à ce problème crucial; malheureusement d'énormes problèmes de mise en œuvre (réalisation des têtes d'ancrage par exemple) ne sont actuellement pas résolus;
- des dispositifs simples et parfaitement contrôlables de mise en place et de mise en tension: forages verticaux et câbles rectilignes à une seule tête d'ancrage (facilitant grandement la précision d'exécution et la limitation des frottements), mesure précise et rapide de l'effort appliqué, des pertes par frottement, de la tenue du scellement;
- possibilité de contrôler et de retendre en tout temps tous les tirants au moyen de cellules pouvant être régulièrement étalonnées et changées si nécessaire;
- possibilité de remplacer les ancrages ou d'en exécuter de nouveaux en cas de vieillissement prématuré des tirants existants: espacements suffisants, fonction de la précision de forage, accessibilité du couronnement ou de la galerie abritant les têtes d'ancrage.

Adresse de l'auteur: Roger Cornut, Laboratoire de constructions hydrauliques, Institut d'hydraulique et d'énergie, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, CH-1015 Lausanne.