Fédération nationale des travaux publics

Travaux

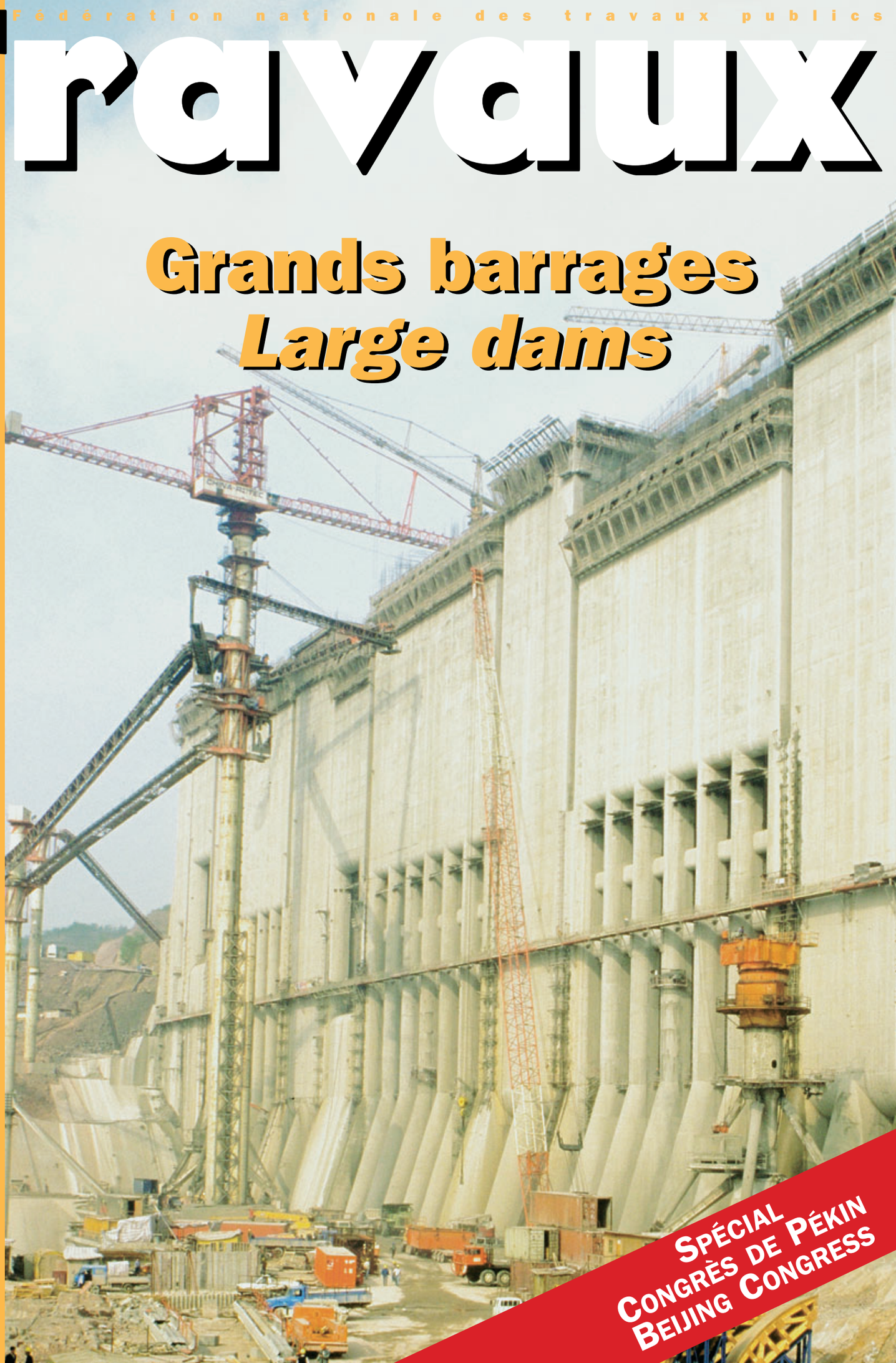
JUIN 2000 ◆ GRANDS BARRAGES - *LARGE DAMS*

TRAVAUX

N°765

n°765

Grands barrages
Large dams



BARRAGES EN REMBLAIS
EARTH-FILL DAMS

• Xiaolangdi (Chine). Traitement des fondations
Xiaolangdi (China). Foundations treatment

• L'aménagement du fleuve Mendoza à Potrerillos (Argentine)
Potrerillos project on the Mendoza river (Argentina)

• Le projet hydroélectrique de Nam Leuk au Laos
Nam Leuk Hydropower Project

• L'aménagement hydroélectrique de Garafiri (République de Guinée)
Garafiri hydro power Project (Republic of Guinea)

BARRAGES EN BÉTON
CONCRETE DAMS

• Les barrages en BCR de hauteur moyenne
Medium height dams using RCC

• Construction du barrage de Tannur en Jordanie
Construction of Tannur dam in jordan

• L'aménagement hydroélectrique de Birecik en Turquie
Birecik dam and hydropower plant in Turkey

• La réhabilitation du vieux Rhône de Pierre-Bénite
The rehabilitation of the Old Rhône of Pierre-Bénite

OUVRAGES ANNEXES
ANCILLARY WORKS

• Quatre solutions économiques nouvelles pour le contrôle des crues
Four new low-cost solutions for flood control

• Le procédé Hydroplus : un champ d'application varié
The Hydroplus System : a flexible approach to spillway design

• La surélévation du barrage de Kamuzu II
Raising of Kamuzu II dam

• Xiaolangdi : prises d'eau et ouvrages de dérivation
Xiaolangdi : Intake and diversion Structures

SPÉCIAL CONGRÈS DE PÉKIN
BEIJING CONGRESS

ISSN 0041-1906

sommaire

Travaux
numéro 765

juin 2000

Grands barrages - *Large dams*

Notre couverture

Tours de prise d'eau du projet Xiaolangdi

Intake towers of Xiaolangdi project

© Spie Batignolles

éditorial 1
Daniel Tardy

PRÉFACE 7
Jacques Masson

BARRAGES EN REMBLAIS - *EARTH-FILL DAMS*

◆ Solution originale de traitement des fondations du barrage de Xiaolangdi en Chine 8
- Xiaolangdi dam project in China. Unusual solutions for foundations treatment
J.-L. Richard, D. Mazzieri

◆ L'aménagement du fleuve Mendoza à Potrerillos (Argentine) 15
- Potrerillos project on the Mendoza river (Argentina)
A. Carrère, Ph. Cazalis, A. Lara, J.-F. Toso, Ch. Vibert, E. Guilleminot

◆ Le projet hydroélectrique de Nam Leuk au Laos. Episodes de la réalisation et idées fortes sur la mise en œuvre de mesures d'accompagnement 21
- Nam Leuk Hydropower Project. Episodes in implementation and main ideas concerning accompanying measures
P. Cochet, B. Yon

◆ L'aménagement hydroélectrique de Garafiri (République de Guinée) 29
- Garafiri hydro power Project (Republic of Guinea)
J.-L. Cervetti, J. Teyssieux, J.-D. Mechali

BARRAGES EN BÉTON - *CONCRETE DAMS*

◆ Les barrages en BCR de hauteur moyennes. Point de vue d'un entrepreneur 40
- Medium height dams using RCC. A building contractor's point of view
M. Guerinet

◆ Construction du barrage en BCR de Tannur en Jordanie 48
- Construction of Tannur RCC dam in jordan
B. Bouyge

◆ L'aménagement hydroélectrique de Birecik en Turquie 57
- Birecik dam and hydropower plant in Turkey
J. Binquet, E. Tekirdaglioglu

DIRECTEUR DE LA PUBLICATION
Roland Girardot

RÉDACTION
Roland Girardot et Henry Thonier
3, rue de Berri - 75008 Paris
Tél. : (33) 01 44 13 31 44

SECRÉTAIRE DE RÉDACTION
Françoise Godart
Tél. : (33) 02 41 35 09 95
Fax : (33) 02 41 35 09 96
E mail : Francoise.Godart@wanadoo.fr

MAQUETTE
T2B & H
8/10, rue Saint-Bernard - 75011 Paris
Tél. : (33) 01 44 64 84 20

VENTES ET ABONNEMENTS
Colette Robert
RGRA
9, rue Magellan - 75008 Paris
Tél. : (33) 01 40 73 80 05
E mail : revuetravaux@wanadoo.fr

France : 920 FF TTC
Etranger : 1100 FF
Prix du numéro : 115 FF (+ frais de port)

PUBLICITÉ
Régie Publicité Industrielle
61, bd de Picpus - 75012 Paris
Tél. : (33) 01 44 74 86 36

Imprimerie Chirat
Saint-Just la Pendue (Loire)

La revue Travaux s'attache, pour l'information de ses lecteurs, à permettre l'expression de toutes les opinions scientifiques et techniques. Mais les articles sont publiés sous la responsabilité de leurs auteurs. L'éditeur se réserve le droit de refuser toute insertion, jugée contraire aux intêrets de la publication.

Tous droits de reproduction, adaptation, totale ou partielle, France et étranger, sous quelque forme que ce soit, sont expressément réservés (Copyright by Travaux). Ouvrage protégé ; photocopie interdite, même partielle (loi du 11 Mars 1957), qui constituerait contrefaçon (Code pénal, article 425).

Editions Science et Industrie S.A.
3, rue de Berri - 75008 Paris
Commission paritaire n° 57304

sommaire

juin 2000

Grands barrages - *Large dams*

◆ La réhabilitation du vieux Rhône de Pierre Bénite 68
- The rehabilitation of the Old Rhône of Pierre-Bénite
J. Levenq, A. Comtet

OUVRAGES ANNEXES - *ANCILLARY WORKS*

◆ Quatre solutions économiques nouvelles pour le contrôle des crues 73
- Four new low-cost solutions for flood control
Fr. Lempérière

◆ Le procédé Hydroplus : un champ d'application varié 79
- The Hydroplus System : a flexible approach to spillway design
P. Lantheaume

◆ La surélévation du barrage de Kamuzu II. Mise en œuvre de hausses fusibles en béton de grandes dimensions 86
- Raising of Kamuzu II dam. Implementation of giant concrete fusegates
A. Yziquel, J.-M. Monclar

◆ Xiaolangdi : prises d'eau et ouvrages de dérivation 94
- Xiaolangdi : Intake and diversion Structures
N. Bour, Fr. Guitard, S. Fan

répertoire des fournisseurs 107

Dans les prochains numéros

- **Réhabilitation d'ouvrages**
- **Tunnels et travaux souterrains**
- **Autoroute A 89**
- **International**
- **Environnement**
- **Ponts**
- **Terrassements**
- **Routes**

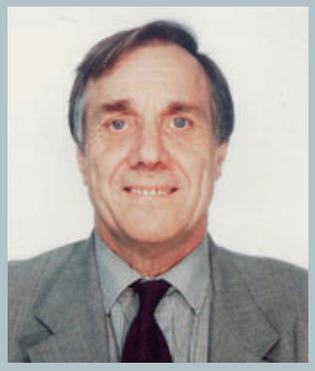
Concevoir, construire, exploiter et entretenir des barrages constituent une activité très ancienne qui met en œuvre une grande variété de domaines techniques. Ainsi la réalisation de tels ouvrages est l'œuvre d'un réseau diversifié de sociétés et organismes publics ou privés, maîtres d'ouvrage, maîtres d'œuvre, bureaux d'études, entreprises de construction et fournisseurs d'équipement. Ce réseau est regroupé dans le Comité Français des Grands Barrages, qui comprend 343 membres au 1er janvier 2000. Très tôt, ce réseau a senti la nécessité de partage des connaissances et des progrès et a proposé la création de la Commission Internationale des Grands Barrages en 1926, dont il rédigea les premiers statuts.

Ce numéro spécial de la revue *Travaux* reflète cette activité et ce désir de communication. Il est heureux de constater que la construction se déploie dans de nombreux pays, là où les besoins en eau et en énergie sont importants, grâce au haut niveau de compétence technique de nos bureaux d'études et de nos entreprises.

La profession s'appuie en France sur l'expérience acquise dans un parc très diversifié de 573 grands barrages, qui augmente annuellement de deux ou trois unités et sur une recherche active alimentée par les innovations industrielles des sociétés (Hydroplus), par les Projets Nationaux, tel BACARA consacré au Béton Compacté au Rouleau, et par les recherches universitaires sur le comportement des matériaux (Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Ecoles Centrales ou Ecoles Nationales d'Hydraulique).

L'exploitation est aussi une préoccupation dominante en France. L'usage énergétique de l'eau par exemple a toujours été très développé en France : 38 % des grands barrages français ont une vocation hydroélectrique. De grands efforts sont faits pour que non seulement cette énergie reste la plus propre mais aussi puisse être utilisée à d'autres usages après ou avant son turbinage. Ce point ne sera pas traité dans ce numéro, mais pour en savoir plus, nous vous invitons à consulter le site Internet du comité :

→ www.barrages-cfgb.org



JACQUES MASSON

Président du Comité français des Grands Barrages

Chairman (French Committee on Large Dams)

Designing, building, operating, maintaining dams is a very ancient activity embracing a wide spectrum of different areas of knowledge, conducted by an assortment of private enterprise and public bodies - dam owners, planners, consulting engineers, construction companies and equipment suppliers.
These different entities come together in the French Committee on Large Dams, which had a membership of 343 as of 1st January 2000.

Their early realisation of the need to share their knowledge and discoveries with others led to them setting up the International Commission on Large Dams in 1926. The French Committee was responsible for drafting the first Constitution of ICOLD.

This special issue of "Travaux" reflects this activity and commitment to promoting the exchange of information.
It is gratifying to note that many countries in need of more water and electricity are building dams with the help of our engineering consultancies and construction contractors.

In France, the profession is rooted in experience acquired from 573 large dams of every type (with two or three more being built every year) and from active research nourished by commercial innovations (Hydroplus fusegates), National Projects like the BACARA Roller-Compacted Concrete research programme, and academic research into materials properties at Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Ecoles Centrales *and* Ecoles Nationales d'Hydraulique.

There is much focus on the operational aspects of dams in France. Energy-from-water has always had an important place in French dam engineering, and 38 % of all large dams in the country are hydro-electric schemes. Great effort has been deployed to ensure this clean energy source can be put to other uses before or after passing through the turbines.
Although not discussed in this special issue, further details on this aspect can be found at the French Committee Website at :

→ *www.barrages-cfgb.org*

Solution originale de traitement des fondations du barrage de Xiaolangdi (Chine)

Xiaolangdi dam project in China. Unusual solutions for foundations treatment

L'article présente une technique inhabituelle de construction de la paroi moulée constituant la partie la plus profonde de la fondation du barrage principal de Xiaolangdi en Chine.
En effet, une paroi moulée en béton de 1,20 m d'épaisseur a été exécutée dans les sables, galets et blocs du lit mineur du fleuve Jaune, en utilisant simultanément la technique de la benne classique et celle de l'hydrofraise jusqu'à 75 m de profondeur. L'originalité de la méthode retenue a consisté à réaliser préalablement des panneaux transverses en béton le long de l'axe de l'ouvrage.
L'application de cette technique de construction a apporté non seulement des améliorations techniques et un gain de temps d'exécution mais également une maîtrise plus grande des difficultés liées aux nouvelles conditions de sols rencontrées.

The article describes an unusual technique used in the construction of the diaphragm wall making up the deepest part of the foundation for the main dam in Xiaolangdi, China.
A 1.20-m thick concrete diaphragm wall was constructed in the sand, pebbles and boulders of the Yellow River's minor bed using both the conventional bucket technique and the hydrofraise technique down to a depth of 75 metres.
The originality of the adopted method consisted in first providing transverse concrete panels along the centreline of the dam.
The application of this construction technique offered not only technical improvements and a saving in execution time, but also better control of difficulties related to the new soil conditions encountered.

INTRODUCTION

L'aménagement du barrage de Xiaolangdi est situé sur le fleuve Jaune, à 30 km au nord de la ville de Luoyang dans la province du Henan, en République Populaire de Chine. Le barrage en enrochements, d'une hauteur de 154 m, a un noyau imperméable incliné fondé sur le rocher au droit des appuis sur rives, et fondé sur des alluvions sablo-graveleuses dans sa partie centrale.

La "Yellow River Water and Hydroelectric Power Development Corporation" (YRWHDC) est le maître d'œuvre de l'ensemble du projet, et "Canadian International Project Managers" (CIPM) Ltd agit en tant que consultant. Le barrage lui-même (lot 1), est actuellement construit par le groupement d'entreprises Yellow River Contractor (YRC), piloté par l'entreprise italienne Impregilo.

Préalablement à la construction du barrage principal en 1993-1994, une partie des travaux de fondation a débuté, en particulier en rive droite où des entreprises locales ont réalisé une coupure d'étanchéité par paroi moulée de 0,80 m d'épaisseur sous le batardeau amont, ainsi qu'une partie de la paroi d'étanchéité de 1,20 m d'épaisseur située sous le barrage principal (figure 1). En mai 1995, YRC confia en sous-traitance, les travaux complémentaires d'étanchéité des fondations du barrage et du batardeau amont au groupement d'entreprises Bachy Soletanche - SGF Joint Venture.

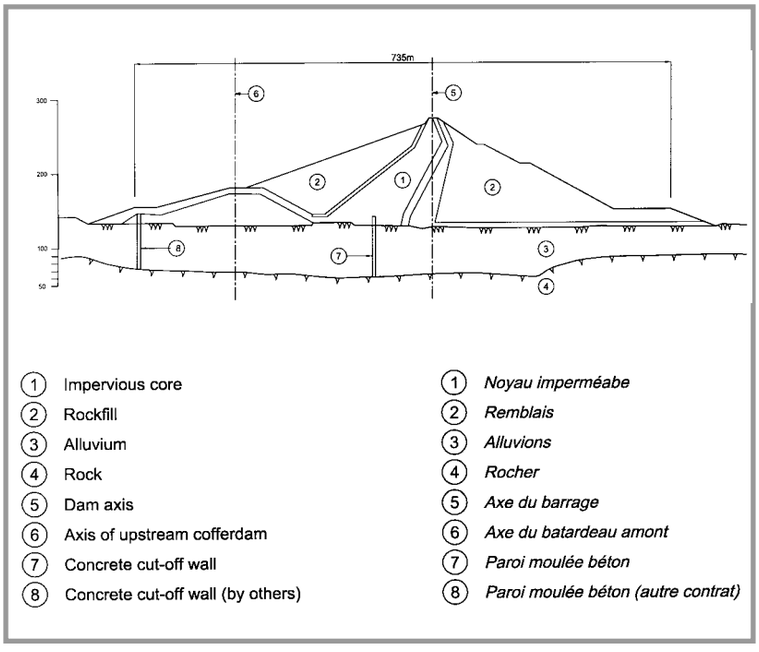


Figure 1
Coupe du barrage principal
Main dam section

INTRODUCTION

The Xiaolangdi multipurpose dam project is located on the Yellow River, 30 km north of the city of Luoyang in the Henan Province, Popular Republic of China.

The 154 m-high zoned earth and rockfill dam, has an inclined impervious core which is founded on rock in both abutments, and on sandy-gravel alluvium in its central section.

The Yellow River Water and Hydroelectric Power Development Corporation (YRWHDC) is responsible for the whole project, and the Canadian International Project Managers (CIPM) Ltd are acting as consultants. The dam itself (lot 1), is being constructed by the Yellow River Contractor (YRC), led by the Italian company Impregilo.

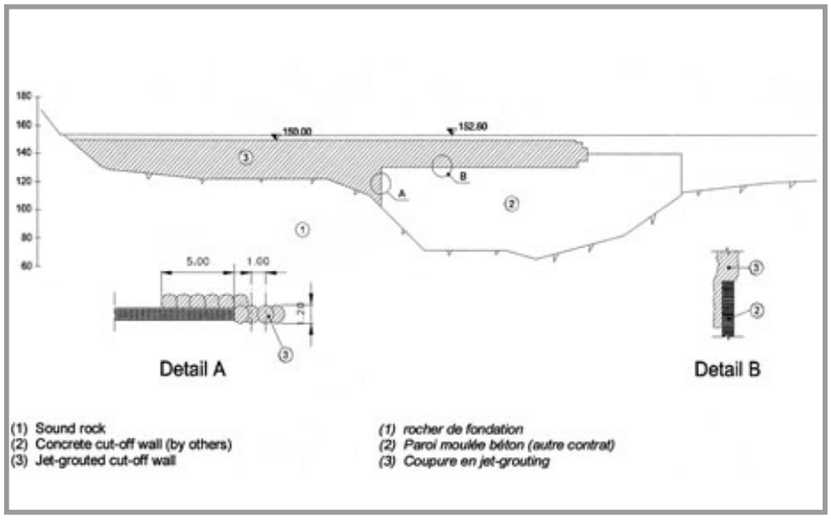
Before beginning the main dam construction in 1993-1994, a part of the underground works had taken place, particularly on the right bank where local contractors had completed a 0.80 m-thick cut-off wall for the Upstream Cofferdam, and a part of the 1.20 m-thick cut-off wall for the Main Dam (figure 1).

In May 1995, YRC sub-contracted the complementary sealing works for the dam foundations and the cofferdam to the Bachy Soletanche - SGF Joint Venture. This paper details some unusual and innovative solutions introduced by Bachy Soletanche - SGF in Xiaolangdi, mainly for the execution of the cut-off by diaphragm walling techniques.

Jean-Louis Richard
INGÉNIEUR CHEF DE PROJETS
PROJECT AND OPERATIONS ENGINEER
Soletanche Bachy

Dominique Mazzieri
DIRECTEUR DE CHANTIER
SITE MANAGER
Soletanche Bachy

Photo 1
Echafaudages pour travaux d'injection en rive gauche
Scaffolding for grouting works on the left bank



Batardeau amont. Travaux de jet grouting
Jet grouting works. Upstream cofferdam

Le présent article détaille quelques solutions originales et innovantes mises en application par Bachy Soletanche - SGF à Xiaolangdi, en particulier concernant l'exécution de la paroi moulée d'étanchéité du barrage.

TRAVAUX D'INJECTION

Outre la coupure en paroi moulée, la joint venture a exécuté les traitements suivants.

Injections de consolidation et d'étanchéité du voile profond

Environ 120 000 ml de forages ont été forés et injectés en partie centrale sous la paroi moulée et sur chacune des rives. Ces travaux classiques d'injection furent sous-traités à l'entreprise locale "Foundation Engineering Company" (FEC) basée à Tianjin (Chine). Des ateliers de forage locaux ont été utilisés : ils se sont avérés bien adaptés aux spectaculaires échafaudages érigés pour l'exécution des travaux d'injection en rive gauche sur des pentes de 50 degrés comme l'illustre la photo 1.

Travaux de jet grouting

La partie restante non traitée de la fondation du batardeau amont était projetée comme une coupure en jet grouting d'une surface de l'ordre de 10 500 m². Cette coupure positive était constituée d'environ 10 500 ml de colonnes de jet de 1,20 m de diamètre pouvant atteindre une profondeur maximum de 55 m. Les principales difficultés de cette activité étaient

GROUTING WORKS

In addition of the cut-off, the joint venture carried out the following treatments.

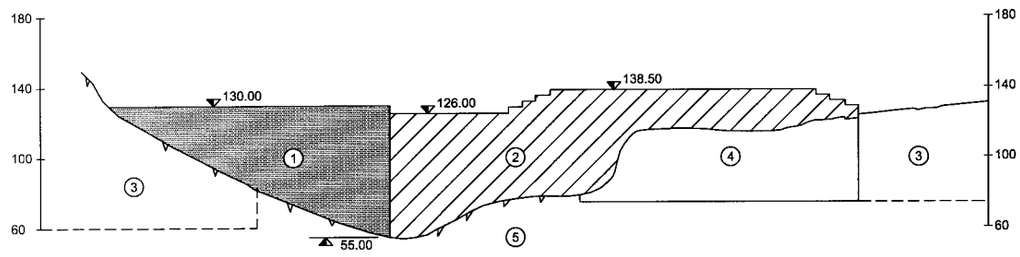
Consolidation and curtain grouting

Approximately 120 000 lm of grouting holes were drilled and grouted below the existing concrete cut-off and on both abutments.
These classical grouting works were subcontracted to the local Foundation Engineering Company (FEC) based in Tianjin (PRC). Local rigs were used and were found to be well adapted on the impressive scaffolding erected for the execution of the left bank slope (around 50 degrees, as shown on the photo 1).

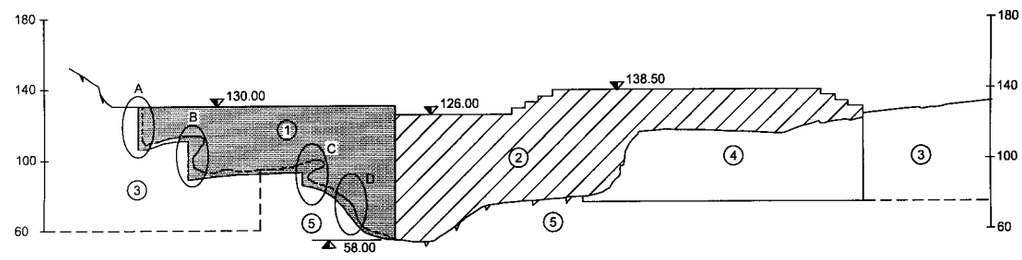
Jet grouting works

The remaining part of the upstream cofferdam was designed as a jet-grouted cut-off wall with a total area of approximately 10 500 m².
This cut-off wall was formed by around 10 500 lm of jet-grouted columns of 1.20 m diameter reaching a maximum depth of 55 meters.
The main difficulties associated with this activity arose due to the difficult ground conditions in coarse alluvium, the considerable depth of some boreholes, and the specified tolerance for the verticality of 0.5 %.
Other operations were performed using the jet-grouting method :
◆ left bank sand pocket : a sand zone detected below dam foundation and treated by 8 000 lm of jet-grouting on both sides of the Diaphragm wall down to the bedrock ;

Barrage principal. Paroi moulée (projet) - *Main dam concrete. Cut-off wall (project)*



Barrage principal. Paroi moulée réalisée - *Main dam. Actual concrete cut-off wall*



1. Concrete cut-off wall
2. Concrete cut-off wall (by others)
3. Grout curtain
4. Grout curtain (by others)
5. Sound rock

1. *Paroi moulée béton*
2. *Paroi moulée béton (autre contrat)*
3. *Voile d ' injection*
4. *Voile d'injection (autre contrat)*
5. *Rocher sain*

dues aux conditions de sol rendues difficiles par la présence d'alluvions grossières, à la profondeur parfois importante des forages et à une tolérance spécifiée de 0,5 % sur la verticalité des colonnes.
D'autres travaux ont été réalisés par application de la technique du jet grouting :
◆ une poche sableuse détectée en rive gauche sous la fondation du barrage fut traitée avec 8 000 ml de jet grouting de part et d'autre de la paroi jusqu'au bed-rock ;
◆ la réparation du panneau n° 1 de la paroi réalisée sous un autre contrat, avec 260 ml de colonnes jusqu'à une profondeur maximum de 40 m ;
◆ Tiger Mouth : redan rocheux sous la paroi, consolidé et étanché avec 470 ml de colonnes jusqu'à une profondeur maximum de 40 m.

PAROI D'ÉTANCHEITÉ

L'une des étapes cruciales des travaux du lot 1 était la construction de la paroi d'étanchéité dans le lit mineur du fleuve : cette paroi est particulièrement intéressante du point de vue technique et constitue à ce jour l'une des parois moulées les plus profondes jamais réalisées en Chine.

Conception d'origine de la paroi

Les principales caractéristiques de sa construction étaient les suivantes :
◆ une coupure en béton 35 MPa d'une surface de 6 700 m² dans des al-

◆ repairing the diaphragm panel n° 1 made by others : consolidation with 260 lm of column to a maximum depth of 40 m ;
◆ Tiger Mouth : consolidation and cut-off with 470 lm of column to a maximum depth of 40 m.

CUT-OFF WALL

One of the crucial steps of the lot 1 works was the construction of the cut-off wall in the riverbed : it is particularly interesting from a technical point of view, and is now one of the deepest diaphragm walls ever built in China.

Original cut-off wall design

The main features of the construction were :
◆ a 35 MPa concrete cut-off of 6 700 m² in coarse alluvium with sand, cobbles and boulders, to a maximum depth of 75 meters and, in accordance with the specifications, one meter minimum of key-in into the bed-rock had to be executed over the entire length of the wall ;
◆ the presence of a smooth profile of the bed-rock, according to the tender drawings ;
◆ the necessity of connecting the new cut-off wall to the existing one already made by others (area called Repairing panel n° 1) ;
◆ the short time available for construction, due to its situation on the critical path of lot n° 1.

luvions grossières constituées de sable, galets et blocs, jusqu'à une profondeur maximum de 75 m et, conformément aux spécifications, avec un encastrement de 1 m minimum dans le *bed-rock* sur toute la longueur de la paroi ;

◆ la présence d'un profil régulier du rocher de base, conformément aux dessins d'appel d'offres ;

◆ la nécessité de connecter cette nouvelle paroi avec celle existante et déjà réalisée par d'autres (réparation du panneau n° 1) ;

◆ le temps très court imparti à sa construction, en raison de sa position et de sa situation sur le chemin critique du lot n° 1.

D'une manière générale, les difficultés techniques résultaient de la spécification exigeant une ré-excavation de 1,20 m dans le béton de structure des panneaux primaires en vue de réaliser les joints, associée à une grande profondeur d'excavation dans les conditions de terrain très difficiles de Xiaolangdi.

Les difficultés particulières telles que la réalisation des joints de paroi et la qualité des joints sont détaillées dans le paragraphe ci-après.

Réalisation des joints de paroi

Le matériau alluvionnaire à excaver *in situ* contient une forte concentration de gros galets composés de roche éruptive dont la résistance est de l'ordre de 100 à 180 MPa voire plus. Ce matériau a des caractéristiques au-delà de celles des matériaux pouvant être travaillés à l'hydrofraise classique. Aussi, l'excavation à travers ce matériau, dont la taille des blocs était elle aussi au-delà des limites de l'hydrofraise, a été réservée aux ateliers travaillant à la benne classique.

En revanche, en raison de la nécessité de ré-excaver du béton déjà mis en place, l'excavation des joints devait obligatoirement être exécutée à l'hydrofraise.

Dans le but de maintenir un équilibre lors de l'excavation et d'éviter une tendance naturelle à dévier, mais aussi pour minimiser la difficulté d'excaver des alluvions peu maniables, il était nécessaire pour réaliser ces joints, de ré-excaver simultanément les panneaux adjacents, lors de l'excavation des panneaux secondaires.

En dépit de cette précaution, il subsistait la possibilité de rencontrer des blocs dans l'intervalle entre deux panneaux primaires. Dans ce cas, la seule option eût été le trépanage de l'obstacle.

De plus, le projet de base aurait conduit à un nombre fréquent de joints (point sensible de toute paroi moulée) nécessairement situés tous les 2,8 m (longueur maximum d'une passe de benne), et positionnés à la jonction entre deux panneaux primaires.

La qualité des joints

L'excavation d'une paroi dans de telles conditions de terrain et de profondeur laissait présager des risques importants de déviation des panneaux. Bien que les déviations soient minimisées grâce à l'emploi de l'hydrofraise, elles ne peuvent qu'être confinées à l'intérieur de tolérances raisonnables lors de l'excavation à la benne, et cela quelles que soient les précautions prises.

Les spécifications étaient très sévères à ce sujet, à tel point que la déviation sur la verticale de la surface d'excavation était limitée à 0,25 %.

Révision des conditions de la paroi d'étanchéité

Après l'appel d'offres, des investigations additionnelles du profil du *bed-rock* le long de l'axe de la coupure ont mis en évidence deux zones de surplomb rocheux, l'une avec une falaise rocheuse proche de la verticale, l'autre avec une pente très forte.

Différentes méthodes de traitement furent adoptées pour ces zones, mais il était clair que l'exécution de la paroi allait en être affectée, avec com-

In general, the technical difficulties resulted from the specified requirement to cut-back 1.2 m of good concrete in the primary panel, in order to form the joints together with the depth of the wall to be constructed, in association with very difficult ground conditions present in Xiaolangdi.

The identified difficulties are detailed as follows.

Excavation of joints and restriction on joint positions

The indigenous alluvium material to be excavated contained a high concentration of cobbles composed of igneous rock, the strength of which was in the range of 100 to 180 MPa or above. This material is beyond the range of materials crushable by the standard Hydrofraise. Therefore, excavation through this material (the size of these cobbles being also beyond the manageable limits of the Hydrofraise), would be restricted to grab rigs. On the other hand, due to the necessary cutting-back into the cast concrete, excavation of the joints could only be achieved by using the Hydrofraise.

In order to maintain a balance and avoid the natural tendency for deviation, as well as minimising the difficulty associated with unmanageable alluvium within the excavation, it was necessary for the joints to be formed by the simultaneous excavation of adjacent panels, when excavating the secondary panels.

Notwithstanding this precaution, there remained the possibility of encountering cobbles within the gap between primary panels. Had this occurred, then the only option would have been to chisel through the obstruction. In addition, this would have resulted in joints (the weakest point of any diaphragm wall) being required at frequent intervals of 2.8 m, defined by the maximum bite length, fixed at the junction between two primary panels.

Integrity of joints

Excavation to the depths required and in the type of material present in Xiaolangdi, was likely to result in some deviation in verticality. Although, when using the Hydrofraise this can be minimized, despite every precaution this can only be retained within reasonable tolerances, when excavating by grab.

The specifications were very strict on this aspect as deviation of the excavation faces from the vertical was restricted to no more than 0.25 %.

Revised Cut-off wall conditions

After the tender, further investigations of the bedrock profile along the cut-off wall axis exposed two areas of overhanging rock, one area of near vertical rock face, and one rock of very steep slope.

For these areas, different methods of treatment were adopted, but it was clear that the execution of the cut-off wall would be affected, and as a result the completion of the foundation works such as the curtain grouting below the cut-off wall, would be delayed.

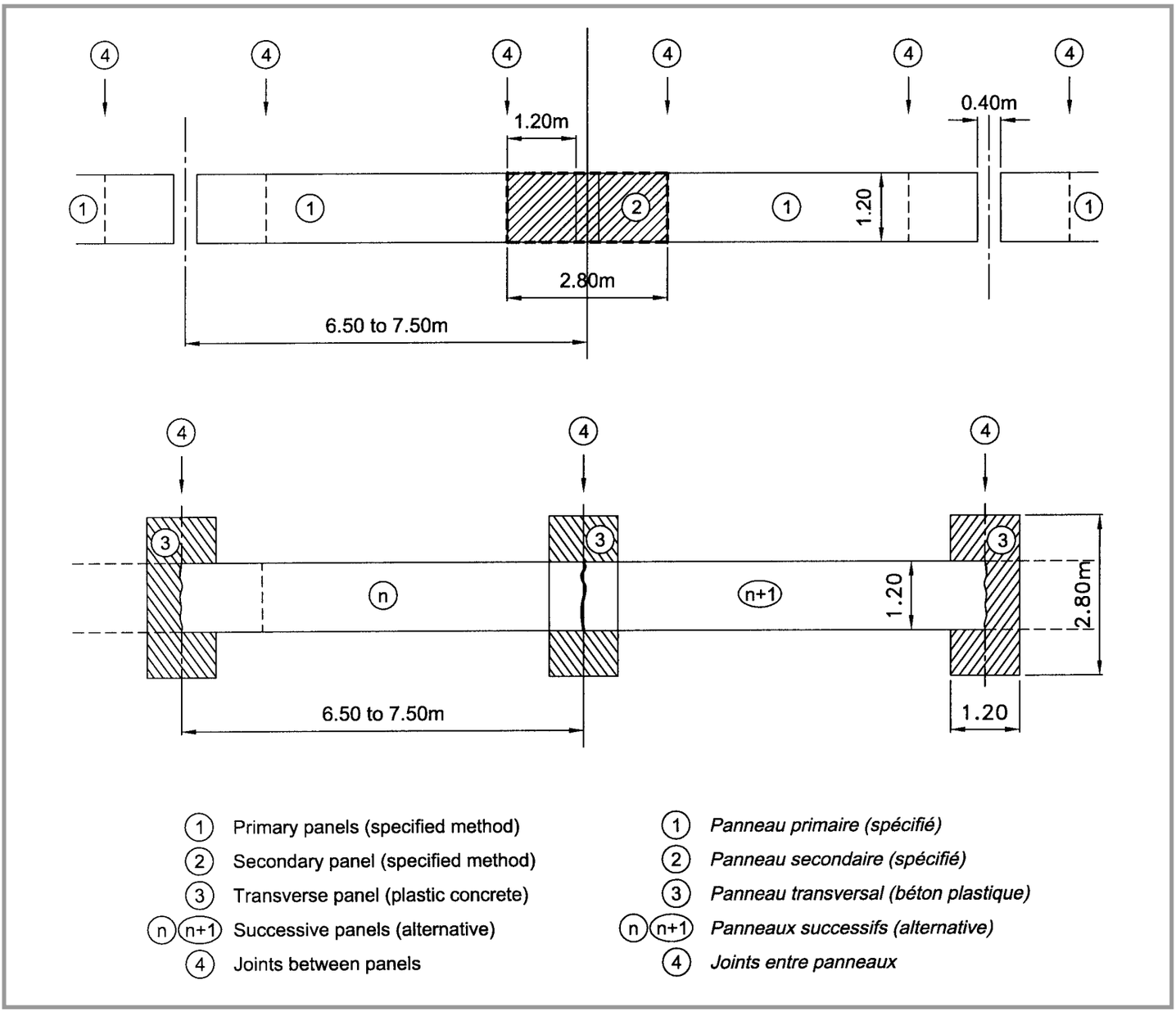
The following methods were chosen to overcome the adverse ground conditions :

◆ in area A, pre-drilling into rock of the toe-in trench was carried out by down the hole hammer with holes 165 mm in diameter, arranged in a grid at 300 mm centres. The remaining rock has been removed by using both conventional grab with chisel and Hydrofraise ;

◆ in area B, called "Tiger Mouth", the area under the overhanging rock has been treated with three lines of intersecting jet-grouted columns ;

These columns were performed after completion of the diaphragm wall in this area.

◆ in areas C and D, the toe-in and overhang have been cut by the use of the Hydrofraise.



• En haut : Paroi moulée béton - Méthode de construction spécifiée

Up : Concrete cut-off wall - Specified method of construction

• En bas : Paroi moulée béton - Méthode alternative exécutée

Down : Concrete cut-off wall - Alternative method executed

me conséquence une extension des délais d'exécution des travaux de fondation tel que le voile d'injection sous la paroi.

Les méthodes de travail suivantes furent choisies afin de maîtriser ces conditions de sol défavorables :

◆ dans la zone A, un préforage de l'encastrement dans le rocher fut exécuté au marteau fond de trou avec des forages de 165 mm de diamètre, disposés selon une maille de 300 mm. Le complément de rocher a été excavé soit à la benne avec trépan soit à l'hydrofraise ;

◆ dans la zone B, appelée "Tiger Mouth", la surface située sous le surplomb rocheux a été traitée avec trois lignes de colonnes sécantes de jet grouting. Ces colonnes furent réalisées après exécution de la paroi moulée dans cette zone ;

◆ dans les zones C et D, l'ancrage et le redan ont été réalisés grâce à l'utilisation de l'hydrofraise.

Combinées à la méthode alternative de construction des joints décrite ci-dessous, ces mesures ont permis de minimiser les conséquences des conditions de sol imprévues.

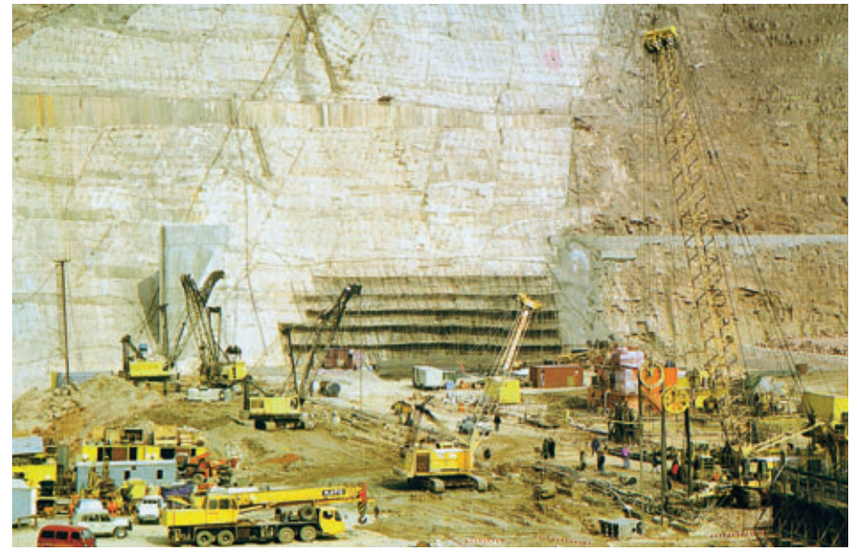
Together with the alternative method of forming the joints as detailed herebelow, these measures allowed the contractor to eliminate or minimise the effects of the unforeseen ground conditions.

Choice of the revised technical solution

An alternative method of achieving the joints has been developed which is designed to overcome the various technical difficulties, and provide a cut-off with the engineering integrity desired by the Engineer.

Paroi moulée - Excavation avec une hydrofraise et quatre bennes

D-Wall - Excavation with one hydrofraise and four grabs working



Choix de la nouvelle solution technique

Une méthode alternative d'exécution des joints a été mise au point dans le but de surmonter les diverses difficultés techniques, et fournir ainsi au maître d'œuvre une paroi moulée d'une qualité conforme à ses exigences.
Celui-ci décida d'adopter la méthode alternative proposée par la joint venture – une nouvelle technique de configuration systématique des joints de paroi moulée, utilisée pour la première fois dans la construction de barrages.

Méthode alternative de configuration des joints de paroi moulée

L'objectif de la méthode alternative proposée était de réaliser un joint conforme avec la technique des parois moulées excavées en terrains difficiles, combinée aux avantages que pouvait apporter le béton plastique.
Cette méthode alternative de construction de joints comprend la mise en œuvre de "panneaux transverses", composés d'un béton plastique à3 MPa et situés à chaque emplacement de joint.
Ils sont exécutés préalablement à l'excavation des panneaux de la paroi proprement dite, dont les joints sont obtenus par ré-excavation à travers le panneau transversal.
Le joint lui-même est formé par un recouvrement de quelques centimètres à l'intérieur du panneau précédemment coulé de la paroi principale, en utilisant l'hydrofraise pour façonner le profil du joint conformément au schéma requis.
En conséquence, après achèvement de chaque joint, la section toute entière de béton plastique temporaire est extraite et remplacée par le béton de structure de la paroi principale.
Toutefois, les sections de béton plastique au-delà des limites d'épaisseur de la paroi principale restent en place en tant que bouchon permanent en béton plastique, lequel reste flexible et joue le rôle d'une protection permanente d'étanchéité au point le plus sensible de la paroi achevée.

Améliorations techniques et avantages pratiques de la méthode alternative

Cette méthode alternative a apporté un certain nombre d'améliorations techniques et d'avantages pratiques.

Améliorations techniques

◆ Annulation des conséquences dommageables sur l'épaisseur de la barrière hydraulique au niveau des joints, là où des déviations de verticalité auraient pu être constatées.
◆ Réduction du nombre de joints (autant de points de faiblesse de la paroi) de 50 %.
◆ Mise en œuvre en tant que protection additionnelle, d'un bouchon permanent et imperméable au droit de chaque joint de la paroi moulée.
◆ Mise en œuvre d'une protection permanente des fuites dans l'éventualité d'une déformation de la paroi induite soit par la montée des remblais de la digue soit par des sous-pressions à long terme provoquées par les fluctuations saisonnières de la retenue.

Avantages pratiques

◆ Suppression de toutes les conséquences éventuelles dues aux conditions de sols sur l'avancement de l'hydrofraise qui, selon la méthode conforme, aurait dû être utilisée pour l'excavation des panneaux secondaires.
◆ Meilleure disponibilité de l'hydrofraise pour l'excavation du rocher en

The Engineer decided to adopt the alternative method proposed by the Joint Venture - a new technique, used for the first time in dam construction, for forming systematically the diaphragm wall joints.

Alternative method for forming diaphragm wall joints

The objective of the proposed alternative method was to achieve a conforming joint by diaphragm wall techniques performed in difficult ground conditions, but with the added advantages of plastic concrete. The alternative method of joint construction comprises the construction of "transverse bite" panels, composed of a 3 MPa plastic concrete, at each joint position in advance of the excavation of the main diaphragm wall panels, with the joints being constructed by re-excavation through the transverse bite.
The joint itself is formed by cutting back by a few centimeters into the previously constructed main diaphragm cut-off wall panel, utilising the Hydrofraise to form the joint profile in accordance with the conforming scheme.
Accordingly, on completion of each joint the entire section of temporary plastic concrete is removed and replaced by the main diaphragm cut-off wall concrete. However, the sections of plastic concrete beyond the width limits of the main diaphragm wall remain in place as a permanent plastic concrete plug, which remains flexible and acts as an additional and permanent water resistant seal at the weakest point of the completed wall.

Technical improvements and practical advantages of the Alternative Method

This alternative method provided a number of technical improvements and practical advantages. For reference these are summarised as follows :

Technical improvements

◆ Nullification of the adverse effect on the thickness of the water barrier at the joints, where verticality deviations could have been experienced.
◆ Reduction in the number of joints, and therefore weak points of the wall, by 50 %.
◆ Provision, as an added protection, of a permanent and highly impervious plug in front of all joints in the diaphragm cut-off wall.
◆ Provision of a permanent protection against leakage in the event of wall deflection induced by ground movement, due both to the dam construction and long term pressure charges induced by seasonal raising and lowering of the reservoir levels.

Practical benefits

◆ Elimination of any possible effects of the indigenous ground conditions on the progress of the Hydrofraise which, under the conforming method, was required to be utilised for excavation of the secondary panels.
◆ Freeing of the Hydrofraise from any works which might have delayed its progress, thus ensuring its availability for rock excavation and to assist

place et l'assistance aux bennes classiques : c'est ainsi que l'excavation à l'hydrofraise fut entreprise dans certaines des zones les plus profondes ne contenant pas de gros galets.

◆ Accroissement significatif du nombre d'ateliers bennes de deux à trois voire parfois quatre unités, rendu possible par l'augmentation des travaux concernés par ce type d'outillage. Ceci permit d'optimiser le temps global d'exécution.

◆ Simplification des séquences d'excavation des panneaux de paroi.

CONCLUSION

Outre les avantages techniques apportés, les avantages pratiques résultant de l'adoption de cette méthode alternative, ajoutés aux mesures additionnelles du traitement des quatre zones difficiles mentionnées ci-dessus, permirent de réduire les temps d'exécution, et ainsi de réaliser dans le programme imparti tous les travaux de fondation dans le lit mineur du fleuve.

the grabs whenever possible. Excavation by Hydrofraise was performed in some of the deeper areas where sand was present without any gravels or cobbles.

◆ Effective increase in the number of the working grab/chisel rigs from 2 No. to 3 No., and even partially 4 No, i.e. greater than the corresponding increase in the works allocated to these critical excavation machines, thus rendering the operation more time efficient.

◆ Elimination of the necessity of completing secondary panels after completion of primary panels, i.e. elimination of phasing delays.

CONCLUSION

In conclusion, in addition to the substantial technical benefits provided, the practical benefits of adopting of this alternative method of construction for the diaphragm wall joints, together with the additional measures to treat the four difficult zones previously mentioned, reduced the construction time, thus allowing completion of all the foundation works in the riverbed within schedule.

RESUMEN ESPAÑOL

Solución original de tratamiento de los cimientos de la presa de Xiao Langdi, en China

J.-L. Richard y D. Mazzieri

En el presente artículo se expone una técnica inhabitual de construcción de la pantalla continua que constituye la parte más profunda de los cimientos de la presa principal de Xiao Langdi, en China.
Efectivamente, una pantalla continua de hormigón de 1,20 m de espesor se ha ejecutado en las arenas, cantos rodados y bloques del cauce menor del río Amarillo, utilizando simultáneamente la técnica de la cuchara autoprensora convencional y aquella de la hidrofresa hasta una profundidad de 75 metros.
La originalidad del método adoptado ha consistido en ejecutar, previamente, paneles transversales de hormigón, a lo largo del eje de la presa.
La aplicación de esta técnica de construcción ha aportado, no sólo mejoras técnicas y un lapso más corto de ejecución, sino también una solución más ventajosa de las dificultades relacionadas con las nuevas condiciones de los suelos con que se ha tropezado.

摘要文字

中国小浪底坝基基础处理的新颖方法

J.-L. Richard, D. Mazzieri

本文介绍一种不常用的铸造隔板施工技术来修建中国小浪底主坝地基基础的最深部分。事实上，在黄河的很薄的砂石、片石及块石河床底部进行过一个厚度达1.2米的混凝土铸造隔板的施工，并同时使用了传统的抓斗及水力铣刀设备，深度达到75米。这里将介绍的新颖方法是指极可能沿着施工工事的轴实现混凝土横向面板。该施工技术的使用，不仅对施工技术是一个提高，并节省施工时间，而且也是对所遇到的土在新条件下所可能遇到的困难的很好把握。

L'aménagement du fleuve Mendoza à Potrerillos (Argentine)

Potrerillos project on the Mendoza river (Argentina)

Alain Carrere
FOR SCIENCE AND TECHNOLOGY DIRECTOR
Coyne et Bellier (France)

Philippe Cazalis
CHIEF ENGINEER
Coyne et Bellier (France)

Ascensio Lara
DEPUTY VICE-PRESIDENT HYDRAULIC WORKS AND PRIVATE SECTOR
Coyne et Bellier (France)

José Federico Toso
CHAIRMAN
Toso Hermanos y Asociados (Argentine)

Christophe Vibert
DEPUTY CHIEF ENGINEER
Coyne et Bellier (France)

Eric Guilleminot
DESIGN ENGINEER
Coyne et Bellier (France)

Le projet Potrerillos est le premier maillon du programme d'aménagement intégral du fleuve Mendoza, dans l'ouest argentin, au pied des Andes.
Ce projet, dont la vocation première est l'alimentation en eau potable et l'irrigation, produira également 770 GWh par an en moyenne. C'est grâce à la production d'énergie hydroélectrique, dont le retour économique est plus rapide que celui de l'irrigation, que le projet a pu être donné en concession.
En construction depuis début 1999, le projet se compose essentiellement d'un barrage en remblais avec masque en béton de 117 m de hauteur, déversoir en corolle pour 2000 m³/s, tunnel de dérivation réaménagé en vidange de fond, un tunnel d'amenée d'eau de 4,3 km et deux usines en cascade.
Les plus grands défis pour le concepteur ont été l'environnement fortement sismique et la fondation d'alluvions sur laquelle s'appuie le barrage.

The Potrerillos project is the first phase of the programme for integrated development of the Mendoza river at the foot of the Andes in western Argentina.
The project's primary purpose is to supply drinking and irrigation water, but it will also generate 770 GWh of electricity per year on average. In fact, it is because the hydropower component has a faster return on investment than irrigation that it was possible to let the project under concession.
The project has been under construction since 1999. It consists chiefly of a 117 m high embankment dam with a concrete upstream facing, an 2000 m³/s morning-glory spillway, a bottom outlet made from a converted diversion tunnel, a 4.3 km long headrace tunnel, and two power houses in cascade.
The greatest challenges for the designer were the highly seismic environment and the alluvial foundation on which the dam is built.

CARACTÉRISTIQUES GÉNÉRALES

Environnement historique et contractuel

La province de Mendoza, qui se trouve à l'ouest de l'Argentine, au pied de la Cordillère des Andes, est une région aride (180 mm/an) qui, grâce à des décennies d'efforts en matière d'irrigation, est devenue une grande productrice de légumes, de fruits et de vins de qualité reconnue.
Dans ce contexte, le projet Potrerillos est considéré depuis longtemps comme une priorité pour la Province. Mais, sous ce nom, plusieurs études ont été réalisées qui n'ont pas pu se concrétiser, jusqu'à ce qu'en 1995 le gouvernement de la Province prenne la décision de donner le projet en concession. A la suite d'un concours, où la conception de l'aménagement, le prix et le financement comptaient, le groupement CEMPPSA (Consortium d'entreprises de Mendoza pour le projet Potrerillos, dont Cartellone et Impsa, deux entreprises de Mendoza) s'est vu attribuer la concession pour 25 ans.

GENERAL CHARACTERISTICS

Historical and contract background

Mendoza Province in western Argentina, at the foot of the Andes, is an arid region (180 mm/year) which, thanks to decades of work on irrigation, has become a big producer of vegetables, fruits, and wines of renowned quality.
Against this backdrop, the Potrerillos project has long been considered a priority for the province. Several studies under the Potrerillos name were carried out with no success, until in 1995 the provincial government decided to let the project as a concession. After a tender process taking account of the design, cost, and financing of the project, the CEMPPSA consortium (Mendoza contractors' consortium for the Potrerillos Project, including Cartellone and IMPSA, two Mendoza contractors) was awarded a 25-year concession.
In 1995 CEMPPSA awarded the design contract to GCPP (Group of Consul-

Photo 1
Construction du barrage (avril 2000)
Dam construction (april 2000)

Les études furent confiées en 1995 par CEMPPSA au GCPP (Groupement d'ingénieurs-conseils pour le projet Potrerillos), un groupement composé de Coyne et Bellier (France), chef de file, Toso Hnos. Y Asociados (Argentine) et Geotecnica Consultores S.A. (Chili).
Une campagne complémentaire de reconnaissances géologiques et géotechniques fut réalisée en 1998, à la suite de laquelle le même GCPP mit au point le projet définitif, qui ratifia les grandes lignes de l'avant-projet de 1995 et permit d'affiner le prix de l'aménagement, 255 x 10^6 US$. Ce montant ne pouvant pas être rentabilisé avec la seule production d'hydroélectricité, une partie du projet est financée directement par le gouvernement de la Province, et l'autre est donnée en concession.
La construction se poursuit depuis janvier 1999 et devrait s'achever en décembre 2003. Les études d'exécution sont assurées par le même groupement d'ingénieurs-conseils.

Environnement naturel

A l'emplacement du projet Potrerillos, le fleuve Mendoza draine un bassin versant de 9000 km², avec un module de 52 m³/s (= 1640 hm³/an). Son régime est essentiellement nival, mais de fortes précipitations peuvent aussi se produire, pendant la période de fonte des neiges, dans le bassin intermédiaire, donnant lieu à des crues de plusieurs milliers de mètres cubes par seconde.
Le réservoir, d'une capacité de 420 hm³, permet le laminage des crues d'origine pluviale, très intenses, mais de courte durée. Par contre, il ne peut pas retenir ou laminer les crues d'origine nivale, plus étendues et qui représentent l'essentiel des apports annuels.
Le paysage géologique de la zone du projet est dominé par le granit rouge de Cacheuta (Permien) appelé aussi "stock" de Cacheuta. Cette roche, dure, peu météorisée en surface, mais modérément diaclasée et faillée s'est avérée favorable à l'excavation des tunnels d'amenée d'eau (4274 m), de dérivation (puis vidange de fond, 463 m) et de l'évacuateur (337 m).
Le lit de la rivière est composé de remplissages alluvionnaires constitués de graves sableuses ou de sables très denses. Le fait que ces remplissages atteignent quelques dizaines de mètres de profondeur a obligé à imaginer une paroi moulée pour assurer la continuité de l'étanchéité sous le barrage.

■ LE BARRAGE ET SA PAROI MOULÉE

Le barrage de Potrerillos, dont la hauteur est de 117 m, est un ouvrage en remblai construit avec les alluvions disponibles sur place, semblables

tants for the Potrerillos Project), a consortium made up of Coyne et Bellier of France (lead firm), Toso Hnos. y Asociados of Argentina, and Geotecnica Consultores S.A. of Chile.
Additional geological and geotechnical investigations were carried out in 1998, after which GCPP refined the final design, confirming the broad brushstrokes of the 1995 preliminary design and determining the cost of the scheme (US$ 255 x 10^6) more precisely. Since the necessary investment was not profitable with hydropower alone, part of the project was financed directly by the provincial government, the rest being funded by the concession company.
Construction has been underway since January 1999 and is due to be completed in December 2003. The detailed design is being done by the same consortium of consulting engineers.

Natural Environment

At the Potrerillos site the Mendoza river has a 9000 km² catchment, with annual mean discharge of 52 m³/s (= 1640 x 10^6 m³/year). At this point the river is essentially snow-fed, but there can also be heavy rainfall in the intermediate catchment during the thaw period, causing floods of several thousand cubic metres per second.
The reservoir capacity of 420 x 10^6 m³ is capable of routing the rain-fed floods, which are intense but of short duration, but cannot hold back or route the snow-fed floods which last longer and represent most of the yearly inflow.
Geologically, the project area is dominated by the red Cacheuta granite (Permian) which is also known as Cacheuta "stock". This hard rock is only slightly weathered at the surface but is moderately cracked and faulted. It has proved to be very suitable for excavation of the headrace tunnel (4 274 m), diversion-cum-bottom outlet tunnel (463 m), and spillway tunnel (337 m).
The river bed is alluvial. It consists of very dense sandy gravel or sand. The depth of alluvium (several dozen metres) called for a diaphragm wall to ensure watertightness beneath the dam.

■ DAM AND DIAPHRAGM WALL

The 117 metre high embankment of Potrerillos dam is built from the alluvium available at the site, which is similar to that of the foundation. Geological conditions are somewhat similar to those in some valleys of the Alps and Pyrenees where dams like Pla de Soulcem and Verney were built in the 1980s. For the same reason as for these dams – no materials suitable for a core – Potrerillos is made watertight by an upstream facing. But unlike the other dams, which have a bituminous facing, reinforced concrete was preferred here because of the height of the dam, the high local seismicity, and the experience of local contractors.
The principle of dams with upstream facings is to place the materials in order of increasing permeability from upstream to downstream. At one point it was thought there were borrow areas with sufficient natural differences for the materials required to be used directly, but this turned out to involve too many constraints on the quarrying programme, so finally the arrangement shown in figure 1 was adopted : the facing overlies a transition placed on fill of controlled permeability (3A : K~10^{-5} m/s) which itself lies on a coarser zone (3B). Between the two zones there is a highly permeable drain of processed materials (4A : K~10^{-2} m/s) which is designed to collect any leakage and reduce pore pressures.
The alluvial foundation is very heterogeneous but has no liquefiable horizon. It is made watertight by a composite diaphragm wall (figure 2) consisting of conventional reinforced concrete for the top 25 metres and plastic

à celles qui constituent la fondation. Les conditions locales sont similaires à celles qui prévalent dans certaines vallées des Alpes et des Pyrénées, où ont été construits les barrages de Pla de Soulcem et du Verney dans les années quatre-vingt. C'est la même raison, l'absence de terres à noyau, qui a conduit à assurer la fonction d'étanchéité par un masque placé sur le parement amont. Mais à la différence des ouvrages cités, qui disposent d'un masque en béton bitumineux, on a préféré ici la technique du béton de ciment armé, en raison de la hauteur du projet, de la séismicité élevée, et aussi de l'expérience des entreprises locales.

Le principe d'un barrage à masque est d'organiser les matériaux par perméabilités croissantes de l'amont vers l'aval. On a un moment espéré trouver des zones d'emprunt suffisamment différenciées pour en extraire naturellement les matériaux requis mais, ceci se révélant trop contraignant pour le programme d'exploitation, on a finalement adopté les dispositions de la figure 1 : le masque repose, par l'intermédiaire d'une transition, sur un remblai à perméabilité contrôlée (3A : K~10^{-5} m/s), lui-même appuyé sur un massif plus grossier (3B).

Entre les deux massifs, est disposé un drain en matériaux traités, à forte perméabilité (4A : K~10^{-2} m/s), destiné à récolter toutes les fuites et à réduire les pressions interstitielles.

La fondation alluviale, très hétérogène, mais exempte de tout horizon liquéfiable, est étanchée par une paroi moulée (figure 2) de conception mixte : béton conventionnel armé en partie supérieure, et béton plastique au-delà de 25 m de profondeur, et jusqu'à plus de 60 m. Le raccordement des panneaux de la paroi avec le toit rocheux est assuré en partie subhorizontale par encastrement dans le rocher et en partie fortement inclinée par la technique du jet grouting, et l'ensemble est prolongé en profondeur par des injections du rocher. En surface, le masque se raccorde à la tête de la paroi moulée par l'intermédiaire de dalles munies de joints. Ce point sensible est recouvert par un remblai ayant une fonction d'autocolmatation. Sur les rives, le masque est ancré aux rives rocheuses par l'intermédiaire d'une plinthe en béton armé ancré d'une conception classique.

La prédiction du comportement du barrage pendant la construction et la mise en eau a fait appel à divers modèles numériques, notamment pour évaluer les déformations qui seront imposées au masque. La réaction aux séismes forts (jusqu'à 1 g d'accélération horizontale au sol) a été étudiée au moyen d'un modèle linéaire équivalent, associée au modèle de Newmark pour évaluer les déplacements irréversibles. C'est cette étude qui a conduit à épaissir le drain principal à 4 m, et à prévoir des dispositions spéciales en crête.

L'entrepreneur a mis au point des procédures innovantes notamment pour la protection temporaire et pour le compactage du talus d'appui du masque. La photo 1 montre l'état de l'ouvrage peu de temps avant la dérivation, prévue mi-mai 2000.

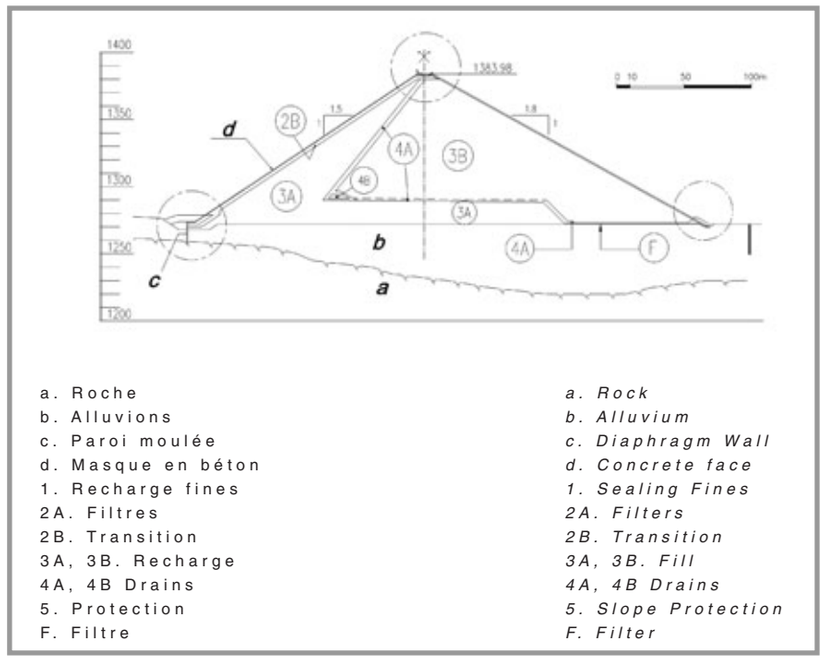


Figure 1
Coupe type du barrage. Remblais avec masque en béton

Dam cross section. Concrete faced alluvium fill dam

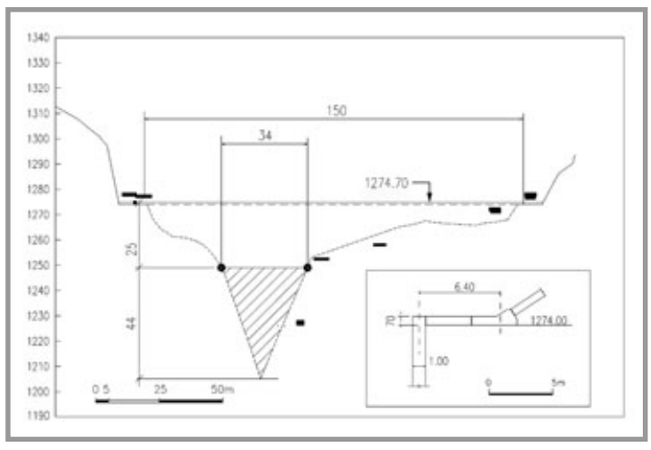


Figure 2
Paroi moulée. Coupe de rive à rive et (en médaillon) détail de la transition entre paroi moulée et masque du barrage

Diaphragm wall. Bank to bank cross section and detail of the transition between diaphragm wall and dam's concrete face

■ TUNNEL DE DÉRIVATION ET VIDANGE DE FOND

Les ouvrages de dérivation du Rio Mendoza comprennent, d'une part un batardeau de 30 m de haut en alluvions et colluvions compactées, prolongé sur une centaine de mètres à l'amont par un tapis étanche également en colluvions compactées ; d'autre part, tirant parti d'une boucle du

concrete beyond that point, down to more than 60 metres. The panels of the diaphragm wall are connected to the rockhead by jet grouting, for the strongly inclined part and by embeding otherwise, with conventional pressure grouting extending the cutoff into the bedrock. At the surface the facing is connected to the top of the diaphragm wall by means of slabs fitted with seals. This sensitive point is covered by fill with a self-sealing function. In the banks the facing is secured to the rock abutments by an anchored reinforced concrete plinth of conventional design.

A range of numerical models were used to predict the behaviour of the dam during construction and impounding, particularly to evaluate the deformation of the facing. The response to strong earthquakes (up to 1 g of horizontal ground acceleration) was studied with an equivalent linear model associated with the Newmark model for assessing irreversible displacements. At the outcome of this study the main drain was thickened to 4 metres and special arrangements were made at the top of the dam. The contractor developed some innovative procedures, particularly for temporary protection and for compacting the slope the facing was built on. Photo 1 shows the state of construction shortly before river diversion scheduled to take place in mid May 2000.

■ DIVERSION TUNNEL AND BOTTOM OUTLET

The structures for diversion of Rio Mendoza consist of a 30 m high cofferdam of compacted alluvium and colluvium, extended about 100 m upstream by a watertight blanket of compacted colluvium, and – taking advantage of a bend in the river – a 463 m long, 10.7 m diameter tunnel ▶

Photo 2
Tunnel de dérivation et de vidange de fond. Progrès des travaux (mars 2000)
River diversion and bottom outlet tunnel. Progress of work (March 2000)

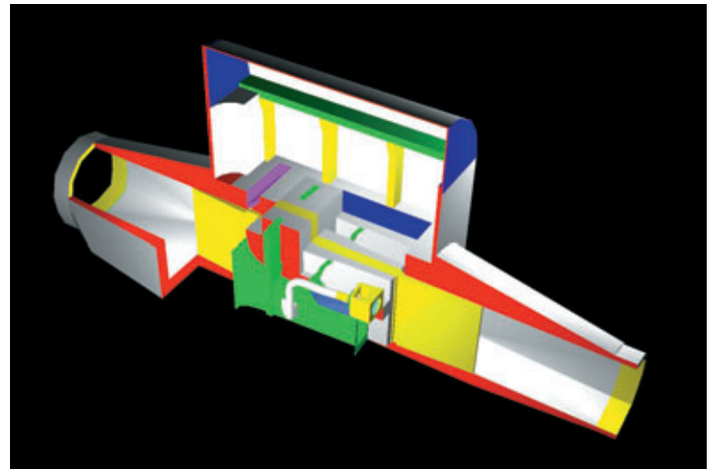


Figure 3
Tunnel de dérivation et de vidange de fond. Chambre des vannes
River diversion and bottom outlet tunnel. Gates Chamber

Rio, un tunnel, excavé en rive droite, de 463 m de long, 10,7 m de diamètre, incliné à 1,5 % et revêtu sur toute sa longueur de béton armé de 0,70 m d'épaisseur (photo 2).
Ce tunnel ainsi que ses ouvrages et équipements connexes cumulent trois fonctions :
◆ la dérivation durant la construction du barrage ;
◆ la vidange de fond et de demi-fond ;
◆ la prise d'irrigation complémentaire.
Pour ce faire, le tunnel est équipé, au niveau du tiers amont de sa longueur, d'une chambre des vannes (figure 3) séparant, en phase d'opération de l'aménagement, le secteur amont soumis en permanence à la pression du réservoir, du secteur aval évacuant en écoulement libre les débits relâchés par les deux vannes segment de contrôle.
En tête du secteur amont se trouve une tour d'aération permettant, en phase de dérivation, la mise en charge de l'orifice d'entrée tout en garantissant un écoulement à surface libre au-delà. Cette tour équipée de rainures, permettra, au cours de la vie de l'aménagement, d'obturer définitivement la prise de fond lorsque l'avancée de la sédimentation du réservoir pourra compromettre le bon fonctionnement des vannes de contrôle. Une prise de demi-fond connectée par un puits au secteur amont du tunnel prend alors le relais.
En phase de dérivation le tunnel est dimensionné pour passer un débit de 1265 m^3/s correspondant à la crue centennale de 2170 m^3/s après laminage dans la retenue formée par le batardeau amont. Le tunnel fonctionne toujours en écoulement torrentiel avec des vitesses atteignant 17 m/s. La chambre des vannes, dont la géométrie fut travaillée au modèle réduit hydraulique, comporte alors deux passes libres en béton de première phase séparées par une pile centrale profilée "en aile d'avion". La construction des bétons de seconde phase avec le montage des blindages et des vannes se fait en isolant successivement chaque passe par une vanne batardeau à l'amont destinée à couper le débit torrentiel, et des poutres de batardage à l'aval.
A son extrémité aval, le tunnel se termine par un saut de ski élargi permettant une excellente répartition latérale du jet en forme de "queue de baleine".
En phase d'opération, les deux vannes de vidange (2 x 10 m^2), qui totalisent une capacité maximale de 650 m^3/s, constituent les organes de sécurité du barrage en permettant la vidange rapide du réservoir à mi-hauteur en 10 jours.
Enfin une vanne à jet creux de 900 mm de diamètre, adjacente à l'une des vannes de contrôle, permet d'évacuer des petits débits complémentaires d'irrigation sans devoir ouvrir une vanne de contrôle.

in the right bank. The tunnel has a gradient of 1.5 % and is lined throughout its length with 0.70 m of reinforced concrete (photo 2).
The tunnel and its appurtenant works combine three functions :
◆ diversion during construction of the dam ;
◆ bottom and mid-height outlet ;
◆ additional irrigation outlet.
To achieve all this, about one-third of the length from the upstream end there is a gate chamber (figure 3) which, in the operation phase, will separate the upstream section permanently under the full pressure of the reservoir from the section downstream of the radial control gates in which free-surface flow conditions will prevail.
At the head of the tunnel is an aeration tower so that during the diversion phase there will be free-surface flow in the tunnel even though the inlet is pressurized. During the operating phase of the scheme, gate grooves provided in the tower will be used to close off the bottom inlet when sedimentation in the reservoir reaches the point where it could compromise operation of the control gates. At this time, a mid-height inlet connected to the upstream section of tunnel by a shaft will come into operation.
For the diversion phase the tunnel is designed to discharge 1265 m^3/s, which corresponds to what is left of the 2170 m^3/s 100-year flood after routing in the reservoir formed by the cofferdam. The tunnel will still operate under super-critical flow conditions with velocities of as much as 17 m/s. To enable this, the gate chamber, whose shape was studied by means of hydraulic models, will have two ungated openings in the phase-1 concrete, separated by a central "wing-shaped" pier.
The phase-2 concrete will be placed and the lining and gates erected by closing off each opening in succession, by means of a bulkhead gate upstream capable of closing into the super-critical flow, and stoplogs downstream. At the downstream end the tunnel has a broad flip bucket providing excellent lateral distribution of the water jet in the form of a "whale tail".
In the operating phase, the two outlet gates (2 x 10 m^2) providing for total discharge of up to 650 m^3/s will constitute the dam's safety facilities ; they will effect rapid drawdown in ten days.
A 900 mm diameter hollow-jet valve alongside one of the control gates will discharge low flow rates for irrigation requirements, avoiding the need to open one of the main gates.

MORNING GLORY SPILLWAY

The ungated morning-glory spillway consists of a circular reinforced-concrete orifice (photo 3) with a top diameter of close to 32 m, built on a plat-

Photo 3
Corolle du déversoir. Etude en modèle

Morning glory spillway. Model studies

Photo 4
Usine de cacheuta. Image de synthèse

Cacheuta powerhouse. Artist's view

LE DÉVERSOIR EN COROLLE

L'évacuateur de crue à seuil libre est constitué d'une corolle circulaire (photo 3) en béton armé d'un diamètre au seuil de près de 32 m disposée sur une plate-forme excavée dans la rive droite et connectée à un puits coudé, puis à un tunnel de diamètre 11,80 m et 337 m de long terminé, à son extrémité aval, par un saut de ski.
D'une capacité de 2000 m^3/s, il permet d'évacuer sous 4,5 m de charge, et après laminage, la crue maximale probable (dont le débit de pointe entrant dans le réservoir est de 7 530 m^3/s).
L'optimisation de l'évacuateur, effectuée sur un modèle réduit hydraulique à l'échelle 1:34 a conduit à définir l'excavation en forme de cardioïde centrée sur l'axe du tunnel d'évacuation. Cette géométrie, combinée à l'effet de la pile unique disposée sur le même axe, garantit un écoulement stable et symétrique sur toute la gamme des débits.
Le puits coudé, dont le diamètre intérieur est de 13,4 m et de rayon de courbure proche de 45 m, comporte deux aérateurs : l'un situé à l'intrados du coude qui garantit le décollement de la nappe en partie haute ; le second, en extrados et en fin de coude, est destiné à contrôler les phénomènes de cavitation à l'aval.

LE SYSTÈME D'ÉNERGIE

Le système comprendra deux aménagements en cascade ; l'usine Cacheuta, et l'usine existante Alvarez Condarco.
Le tunnel d'adduction, de 4 274 m de longueur, de forme semi-circulaire et de 5 m de diamètre, amènera l'eau depuis une prise d'eau de demi-fond, dans le réservoir, jusqu'à l'usine Cacheuta. Il est en cours d'excavation sur quatre fronts (fenêtre d'attaque intermédiaire à mi-parcours environ), en méthode traditionnelle, à l'explosif.
Mis à part quelques sections de béton armé rendues nécessaires par une couverture rocheuse localement plus faible, et une section blindée en amont de la conduite forcée, le tunnel d'adduction aura un revêtement de béton non armé de 25 cm d'épaisseur, c'est-à-dire perméable.
La totalité des excavations a lieu dans un massif granitique assez fracturé, mais dont la tenue reste globalement bonne puisque le soutènement mis en place se limite le plus souvent à une faible couche de béton projeté et des ancrages à scellement continu dans les zones les plus mauvaises. A noter l'absence quasi totale de venues d'eau dans ce massif naturellement sec.
Cela signifie que lors de la mise en eau, une zone limitée autour du tunnel se saturera ; le revêtement de béton de la galerie a été conçu pour reprendre la pression externe correspondant à cette zone saturée lors de la vidange de l'ouvrage.
La présence de rocher altéré, y compris en profondeur (zones d'altération hydrothermale le long des fractures) à l'emplacement initialement prévu pour la cheminée d'équilibre verticale (plus de 100 m de hauteur pour un

form excavated into the right bank and connected to a curved shaft and a 337 m long, 11.80 m diameter tunnel ending with a flip bucket.
With its capacity of 2000 m^3/s, after flood routing it will discharge the probable maximum flood (whose peak inflow into the reservoir is 7530 m^3/s) under 4.5 m head.
Hydraulic model testing at 1:34 scale served to optimize the spillway shape, resulting in a cardioid excavation centred on the spillway tunnel centreline. Combined with the effect of the single spillway pier on the same centreline, this shape guarantees stable, symmetrical flow for all discharges.
The 13.4 m ID curved shaft has a radius of close to 45 m. It has two aerators : the first, in the upper part of the bend, ensures separation of flow at the start of the bend ; the second, on the bottom and at the end of the bend, limits cavitation downstream.

POWER SYSTEM

The project will have two power houses in cascade : the Cacheuta power house and the existing Alvarez Condarco power house.
The 4 274 m long, 5 m diameter, semi-circular headrace tunnel will convey water from the mid-height inlet in the reservoir to the Cacheuta power house. It is currently being excavated by Drill & Blast from four faces (access adit at about the mid-point).
Apart from some sections of reinforced concrete required by locally shallow rock overburden and a steel-lined section upstream of the penstock, the headrace tunnel will be lined with 25 cm of unreinforced concrete. In other words, the lining will be permeable.
Excavation proceeds in rather fractured granite. However the strength of the rock is good overall, with support generally limited to a thin layer of shotcrete and some full length adhesive anchors in the weakest areas. There is practically no water inflow in this naturally dry rock massif.
This means that when the reservoir is impounded, a limited area around the tunnel will be saturated ; the concrete lining is designed to withstand the external pressure of this saturated zone when the tunnel is dewatered.
The discovery of weathered rock, even at depth (hydrothermal alteration along cracks), at the intended location of the vertical surge chamber (more than 100 m high, up to 18 m in diameter) meant the chamber had to be replaced by a 798 m long tunnel at a gradient of 13.5 %. Geophysical investigations show that this tunnel should be excavated in sound granite.
The 4 m ID pressure tunnel will be steel-lined and will slope at 45°. It has been designed without consideration of rock reaction. It ends in the Cacheuta power house (photo 4) housing four 39.5 MVA Francis turbines. The maximum rated discharge of the system is 80 m^3/s.
Further downstream, the Alvarez Condarco power house will be enlarged. The system comprises the existing 6 795 m long headrace channel (partially underground), a head pond, and surface penstocks. The two existing Francis turbines will be upgraded to generate 19.5 MVA, and a new

diamètre maximal de 18 m) a obligé à remplacer celle-ci par un tunnel de 798 m de longueur, avec une pente de 13,5 %, qui, d'après les investigations géophysiques, devrait être excavé dans du granite sain.
La conduite forcée, souterraine et blindée, inclinée à 45°, de 4 m de diamètre intérieur, a été dimensionnée sans prendre en compte la réaction du rocher. Elle aboutit à l'usine Cacheuta (photo 4), qui abritera quatre turbines Francis de 39,5 MVA chacune. Le débit nominal maximal du système est de 80 m³/s.
Plus à l'aval, la centrale Alvarez Condarco sera agrandie. Le système comprend un canal d'adduction existant de 6 795 m de longueur (partiellement souterrain), une chambre de charge et des conduites forcées en surface. Les deux turbines Francis existantes seront rénovées leur permettant de produire 19,5 MVA ; une nouvelle de 32 MVA sera ajoutée. Le débit nominal maximal sera de 70 m³/s, l'excédent de débit étant évacué à la rivière par le canal de fuite de la centrale Cacheuta.

CONCLUSIONS

Le projet Potrerillos permettra à la région de Mendoza, en Argentine, d'irriguer 80 000 ha et de produire 770 GWh/an grâce à un développement en concession. Les défis de conception les plus importants ont été la forte sismicité de la région ainsi que les alluvions sur lesquelles doit être fondé le barrage de 117 m de hauteur.
Les travaux de construction, commencés en janvier 1999, devraient s'achever en décembre 2003.

MAIN PARTIES INVOLVED

Concession authority
Government of the Province of Mendoza

Concessionaire
CEMPPSA (Consorcio de Empresas Mendocinas para el Proyecto Potrerillos S.A.) :
- José Cartellone Construcciones Civiles (JCCC)
- Industrias Metalúrgicas Pescarmona S.A.C.y F. (IMPSA)

Designer
Grupo de Consultores para el Proyecto Potrerillos (GCPP) :
- Coyne et Bellier (France) (lead firm)
- Toso Hermanos y Asociados (Argentina)
- Geotecnica Consultores S.A. (Chile)

Contractor-Supplier
- Cartellone, civil works
- IMPSA, equipment

32 MVA turbine will be added. The maximum rated discharge will be 70 m³/s, the excess flow being discharged to the river by the tailrace channel of the Cacheuta power house.

CONCLUSIONS

The Potrerillos project will enable Argentina's Mendoza region to irrigate some 80,000 hectares and to produce 770 GWh of power per year, thanks to a concession scheme.
The biggest design challenges were the high seismicity of the region and the alluvium on which the 117 m high dam is built.
Construction began in January 1999 and is scheduled to be completed in December 2003.

RESUMEN ESPAÑOL

Aprovechamiento hidráulico del río Mendoza, en Potrerillos (Argentina)

A. Carrere, Ph. Cazalis, A. Lara, J.-F. Toso, Ch. Vibert, E. Guilleminot

El aprovechamiento hidráulico de Potrerillos se encuentra situado en Argentina, al pie de los Andes, y en las cercanías de la ciudad de Mendoza. El proyecto hidroeléctrico se ha desarrollado por una empresa privada, CEMPPSA, constituida por un contratista de obras civiles, Cartellone, y de un constructor de equipos hidroelectromecánicos, IMPSA, es decir, los titulares del contrato de ejecución llaves en mano para el cual Coyne et Bellier actúa como ingeniero responsable. La construcción ha dado comienzo en octubre de 1998. El proyecto incluye una presa CFRD de 117 m de altura, un túnel en carga de 4,5 km de longitud, una planta hidroeléctrica de 105 MW y una línea de transporte de energía. Además de la energía, el objetivo perseguido por el proyecto consiste en suministrar agua potable para la ciudad de Mendoza y para el regadío.

摘要文字

阿根廷宝锑瑞鲁斯水电工程

A. Carrere, Ph. Cazalis, A. Lara, J.-F. Toso, Ch. Vibert, E. Guilleminot

宝锑瑞鲁斯坝的整治工程位于阿根廷，安得山脚下，靠近门斗杂城。该水电工程项目由一个私有公司开发，该公司叫CENPPSA，由土木工程承包公司CARTELLONE及水电电力设备施工公司IMPSA组成，IMPSA公司掌握该工程项目关键部分的合同，COYNE ET BELLIER公司是主要工程设计者。

工程于1998年10月开始。整个工程由一个117米高的CFRD坝，一个长度4.5公里的隧道，一个105兆瓦的水电站及一根输电线组成。

除了发电外，该工程的目的是为了为门杂城市提供生活及灌溉用水。

Pierre Cochet
CHEF DIVISION GRANDS OUVRAGES
Sogreah

Bernard Yon
CHEF DIVISION ENVIRONNEMENT
Sogreah

Le projet hydroélectrique de Nam Leuk au Laos

Episodes de la réalisation et idées fortes sur la mise en œuvre de mesures d'accompagnement

Nam Leuk Hydropower Project

Episodes in implementation and main ideas concerning accompanying measures

Figure 1
Plan de situation du projet
Project location

Au début de l'année 2000, la construction de ce projet permettant la production de 60 MW en partie pour la demande locale et en partie pour être exportée en Thaïlande, est en cours de finition. La mise en service de l'aménagement est prévue dans le courant du premier trimestre.
L'article décrit les composantes principales de l'aménagement, les étapes principales de sa construction ainsi que la mise en place de méthodes innovantes dans le traitement des problèmes liés à l'environnement.

Early in the year 2000, the construction of this project allowing the generation of 60 MW partly for local demand and partly for export to Thailand is nearing completion. Commissioning is scheduled during the first quarter.
The article describes the main components of the project, the principal phases in its construction as well as the application of innovative methods in dealing with environment-related problems.

■ PRÉSENTATION DU PROJET

Le projet hydroélectrique de Nam Leuk, situé dans la partie centrale du Laos (figure 1), à 80 km au nord-est de la capitale Vientiane a été mis en service pendant les premiers mois de l'année 2000. Cofinancée par la Banque asiatique de développement (ADB) et par le Fonds économique de coopération japonais (OECF) devenu depuis la Banque japonaise de coopération internationale (JBIC), la construction de l'aménagement avait démarré en décembre 1996 avec les travaux de génie civil, pour un contrat d'une durée de 36 mois. L'encadré 1 ci-après donne le détail de la répartition du financement. A ce moment, les autres contrats (hydro et électromécanique, lignes à haute tension et postes de départ et de raccordement...) étaient encore en préparation. Ils ont été finalisés dans le courant de l'année 1997. La liste des intervenants du projet est donnée dans l'encadré 2.
Les caractéristiques principales de l'aménagement sont données dans l'encadré 3. Les quantités principales sont également indiquées dans ce tableau afin de donner au lecteur la possibilité de juger de taille des ouvrages. Par ailleurs, les figures 2 et 3 montrent la position des éléments essentiels du projet.

■ DÉVELOPPEMENT DURABLE ET EXPLOITATION DES RESSOURCES

Le projet est situé dans un Parc national, le Phou Khao Khouai. En 1993, cette zone avait été déclarée, avec 18 autres zones au Laos "Zone nationale de conservation de la bio-diversité", et à ce titre sélectionnée par

■ DESCRIPTION OF THE PROJECT

The Nam Leuk Hydropower Project in central Laos (figure 1), 80 km north-east of the capital Vientiane, was commissioned during the first months of the year 2000. Co-financed by the Asian Development Bank (ADB) and the Japanese Overseas Economic Cooperation Fund (OECF) (now the Japanese Bank for International Cooperation (JBIC), construction started in December 1996 with the civil works for a 36 month contract period (see Table 1 for details of the project financing). At that time, the other contracts (hydromechanical equipment, electrical equipment, transmission lines and switchyards) were in preparation. They were finalised du-

Encadré *(table)* I

SOURCES DE FINANCEMENT
SOURCES OF FINANCING

Asian Development Bank - ADB – Manila (Philippines)
• Montant *(amount)* : 36,028 M SDR (Special Drawing Rights) - (52,0 M US Dollars)
• Date : 6 novembre (november) 1996
Overseas Economic Cooperation Fund (OECF) - Tokyo (Japan)
• Montant *(amount)* : 3,903 Billion ¥ (Yens) - 38,265 M US dollars
• Date : 29 octobre (October) 1996
Budget local *(Local budget)*
Gouvernement du Laos : 16 830 M LAK (Lao Kips) - (22,1 M US $)

le gouvernement laotien pour être prioritairement incluse dans le système de zones protégées, sous le contrôle du projet national de conservation des ressources forestières. Dès l'identification de l'intérêt dont le projet pouvait être porteur, il est apparu qu'un des objectifs essentiels de son développement devait être ouvertement déclaré pour "*renforcer la protection et la gestion de la zone protégée dans laquelle le projet est situé*". Pour atteindre cet objectif et pour promouvoir la compatibilité du développement durable de la production d'énergie avec la protection et la conservation d'espaces naturels, la Banque asiatique de développement a inclus dans sa convention de prêt une approche nouvelle et originale, en imposant au maître d'ouvrage (Electricité du Laos) la mise en place d'un plan directeur pour la gestion du Parc national du Phou Khao Khouai et imposant son financement en lui attribuant 1 % des revenus générés par les ventes à l'étranger de l'électricité produite par le projet.

DÉBUT DE LA CONSTRUCTION – DIFFICULTÉS INITIALES

Dès le début, il est rapidement apparu que l'un des obstacles principaux à l'exécution des travaux, et l'un des problèmes techniques majeurs était constitué par la construction des routes d'accès à chacun des ouvrages du projet : site du barrage, prise d'eau située une dizaine de kilomètres à l'amont sur la rivière, centrale hydroélectrique, ainsi qu'une zone de dérivation de l'un des affluents du cours d'eau principal, la Nam Poun, chacun de ces ouvrages étant distant de plusieurs kilomètres l'un de l'autre, – dans une forêt quasiment impénétrable, et dans un paysage de collines escarpées.

Encadré *(table)* II

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS
COMPANIES INVOLVED IN THE CONSTRUCTION

Lot 1 - Génie civil - *(Civil Works)*
China Water and Electric Corporation - Beijing (CWE) - China

Lot 2 - Equipment hydro-mécanique et turbines *(Hydromechanical Equipment and Turbines)*
Consortium Mitsubishi Heavy Industries Ltd
Mitsubishi Corporation (MIT) - Takasago - Tokyo - Japan

Lot 3 - Equipment électrique et alternateurs (*Electrical Equipment and Generators)*
Mitsubishi Electric Corporation (MEC) - Kobe - Japan

Lot 4 - Lignes 115 kV et poste blindé au raccordement à la centrale de Nam Ngum *(115 kV Transmission lines and GIS switchyard extension at Nam Ngum)*
AMEC Power Ltd – SPIE Enertrans Joint Venture
Leicester (England) – Paris Cergy (France)

Déboisement et défrichement de la retenue (*Clearing of the reservoir)*
Resource Management & Research (RMR) - Vientiane (Laos)

Maître d'ouvrage et agence responsable de la mise en place du projet *(Owner and Executing Agency)*
Electricité du Laos - Vientiane (Laos)

Ingénieur et concepteur (*Engineer)*
SOGREAH - Grenoble (France) et Hydropower Engineering Consultants (HEC) - Vientiane (Laos)

ring 1997. The list of companies and organisations involved in the project is given in table 2.
The main characteristics of the scheme are given in table 3. The main quantities of work are also indicated in this table in order to give the reader an idea of the size of the structures. Figures 2 and 3 show the positions of the main components of the project.

SUSTAINABLE DEVELOPMENT AND EXPLOITATION OF RESOURCES

The project is located in the Phou Khao Khouai National Park, which in 1993 was one of 18 areas in Laos declared to be "National Biodiversity Conservation Areas (NBCA) and, as such, selected by the Government of Laos for priority inclusion within the protected area system, supervised by the Forest Resources Conservation Project. From the moment the interest of the Nam Leuk project was confirmed, it was made clear that one of its principal objectives was to "strengthen the management and protection of the NBCA at Phou Khao Khouai where the project is located".
To achieve this objective and to promote the compatibility of sustainable development of energy production with the protection and conservation of natural areas, the ADB included in the loan covenants an original approach in requesting Electricité du Laos (EDL), the project executing agency, to set up a Master Plan for Phou Khao Khouai National Park and ensuring it would be satisfactorily financed by diverting 1 % of the gross revenues from sales to foreign buyers of electricity produced by the Project.

START OF CONSTRUCTION – INITIAL DIFFICULTIES

At the start of the works, it rapidly became apparent that one of the major obstacles to their execution and one of the main technical problems was the construction of access roads needed to reach the different parts of the works : dam site, water intake situated about 10 km upstream, power house and the area of the diversion works for a tributary of the main stream, the Nam Poun, all these structures being located several

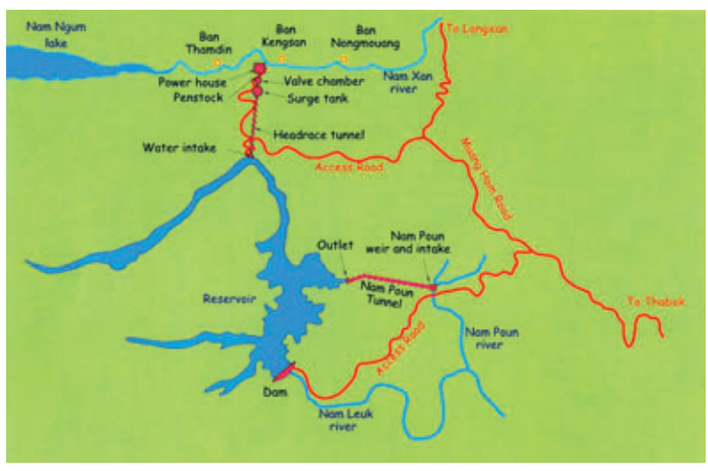
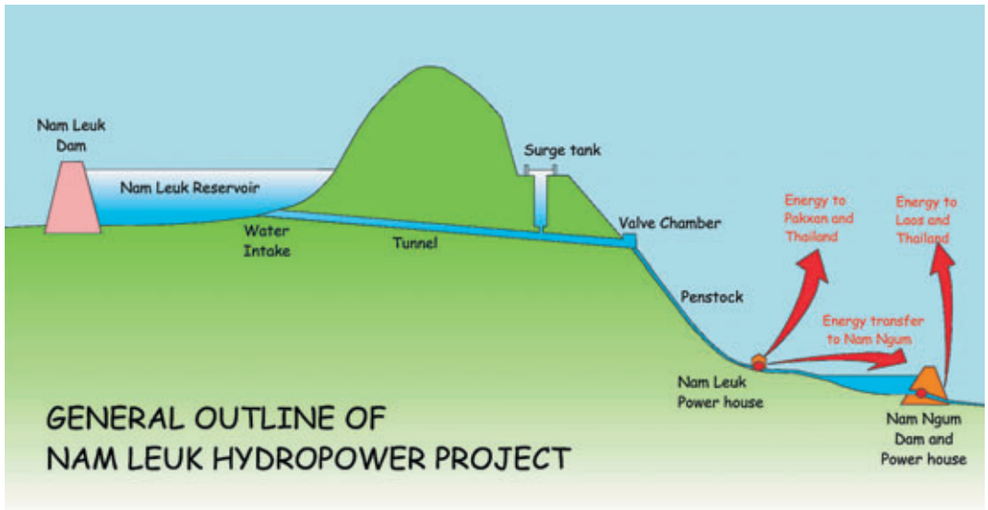


Figure 2
Plan général de l'aménagement
General layout of the project

Figure 3
Profil général de l'aménagement

General outline of the project



Encadré (table) III

PRINCIPALES CARACTÉRISTIQUES TECHNIQUES	MAIN TECHNICAL FEATURES	
1. BARRAGE	**1. DAM**	
Type : enrochements avec noyau argileux	Dam type : rockfill with earthcore	1 400 000 m³
Longueur en crête	Crest length	800 m
Niveau en crête	Crest level	411.5 m asl
Hauteur maximale (au-dessus des fondations)	Dam height (above present riverbed)	45.5 m
Evacuateur :	**Spillway :**	
Niveau de la crête	Crest level	405 m asl
Capacité – Crue de Projet (1000 ans)	Capacity – Design Flood (1000 years)	1200 m³/s
Débit maximum (Plus Grande Crue Possible)	Maximum Discharge (Probable Max. Flood)	2100 m³/s
Type : Béton Compacté au Rouleau – Seuil profilé déversant	Type : Roller Compacted Concrete overflow ogee weir	65 000 m³
2. RETENUE	**2. RESERVOIR**	
Surface Bassin Versant (Nam Leuk)	Catchment area (Nam Leuk)	274 km²
Surface Bassin Versant (Nam Poun)	Catchment area (Nam Poun)	49 km²
Retenue volume tranche utile	Reservoir active storage	154 hm³
Retenue tranche morte	Reservoir dead storage	31 hm³
Niveau de Retenue Normale (FSL)	Full Supply Level (FSL)	405.0 m asl
Niveau Minimum de Retenue (MOL)	Minimum operation level (MOL)	388.0 m asl
Surface de la retenue au niveau de retenue normale	Reservoir area at FSL	12.8 km²
Surface de la retenue au niveau minimum	Reservoir area at MOL	5.1 km²
Volume des apports annuels dans la retenue	Annual run-off to reservoir	517 hm³
3. PRODUCTION D'ENERGIE	**3. POWER FACILITIES**	
Chute nette	Net head for generation	182.9 m
Tunnel d'amenée (Ø = 4,90 m) revêtu béton coffré longueur	Headrace tunnel (4.90 m dia.) concrete lined full length	2830 m
Conduite forcée (souterraine) longueur	Penstock (underground) length	305 m
Conduite forcée (extérieure) longueur	Penstock (outdoor) length	458 m
Conduite forcée diamètre	Penstock diameter	3.4 m
Cheminée d'équilibre (pleine section Ø = 9,00 m et section rétrécie Ø = 2,00 m)	Surge shaft heigth (9.00 m dia. and raiser 2.00 m dia.)	H = 46.5 m
Cheminée d'équilibre – bassin d'expansion Ø = 21,00 m)	Surge tank concrete basin at top (diameter 21.00 m)	H = 13.0 m
Centrale – Puissance de sortie	Power station rated output	60 MW
Turbines (type Francis verticale)	Turbines (Vertical Francis type)	2 x 30 MW
Débit maximum turbiné	Maximum turbined flow	39 m³/s
Production annuelle moyenne	Annual average production	230 GWh
4. ROUTES D'ACCES	**4. ACCESS ROADS**	
Réhabilitation et construction	Up-grading and Construction	83,2 km
5. LIGNES 115 kV ET POSTES	**5. 115 kV TRANSMISSION LINES**	
Nam Ngum - Nam Leuk	Nam Ngum - Nam Leuk	55 km
Nam Leuk – Pakxane	Nam Leuk – Pakxane	85 km
Extension du poste de Nam Ngum	Switchyard extension in Nam Ngum	Type poste blindé *(GIS type)*

Ces énormes difficultés, associées à une période de mobilisation insuffisamment préparée ont conduit à une profonde restructuration non seulement des équipes de l'entreprise, mais aussi de celles du client et de celles de l'ingénieur, afin bien entendu de les renforcer, mais également de raccourcir les circuits d'information et de décision concernant l'avancement du projet. C'est ainsi qu'un plan d'action a été établi, à la fin de la première année de travaux, afin de pouvoir remettre l'ensemble du projet sur les rails et de mettre en place un nouveau programme de travaux.

MODIFICATIONS DU PROGRAMME DE TRAVAUX – CONSÉQUENCES SUR LA CONSTRUCTION DU BARRAGE

Le programme initial de travaux, prévoyant l'exécution de l'ensemble des ouvrages en trois ans était construit autour de la réalisation du barrage en enrochements d'une hauteur de 45 m au maximum sur ses fondations et d'un volume d'environ 1,4 million de mètres cubes de terre et d'enrochements. Dans cette zone, l'une des plus arrosées du Laos, avec une moyenne annuelle de précipitations évaluée à 2 700 mm, le régime de mousson est très marqué, et 85 % des précipitations tombent en 5 mois.
Outre le choix du type de barrage (le barrage en terre a été écarté principalement pour des raisons climatiques compte tenu du risque lié au délicat contrôle de la teneur en eau de grosses quantités de terres argileuses), la séquence de construction, avec le phasage des travaux dans le lit de la rivière, prenait en compte les étiages marqués de la Nam Leuk (moins de 0,5 m³/s) pour réaliser pendant les saisons sèches l'essentiel des travaux importants de terrassement et d'injection.
Ces hypothèses avaient conduit à établir un programme équilibré sur trois saisons sèches, sachant que la première saison, les temps de mobilisation ainsi que les temps nécessaires pour mettre en place l'accès requis pour les premiers travaux, il ne pourrait être entrepris que les terrassements préliminaires et les essais d'injection suivis des premiers travaux d'injection au fond du lit.
Malheureusement, les retards constatés la première année, pendant laquelle globalement seulement 3 % des travaux (hors mobilisation) avaient été réalisés, ont conduit à revoir l'ensemble complet de la séquence. En gros, il s'agissait à partir des mêmes contraintes hydrologiques dictées par la rivière, de faire les travaux initialement prévus en trois saisons en seulement deux saisons, et en particulier de réaliser la presque totalité de l'ensemble des travaux de remblais du barrage (1,3 million de m³) et du béton compacté au rouleau de l'évacuateur (65 000 m³) en une seule saison, la dernière.
Cet objectif était impératif puisqu'il permettait de pouvoir commencer la mise en eau comme prévu contractuellement et donc d'éviter au maître d'ouvrage des pertes de production correspondant à une année d'exploitation.
La modification du programme, suggérée par l'ingénieur et entérinée par les parties prenantes, a conduit à une nouvelle mobilisation de l'entrepreneur, en terme de ressources, pour que les cadences corrigées puissent être tenues.
Malgré des aléas liés à des conditions de fondation médiocre, le programme révisé a été globalement suivi.
C'est ainsi que lors de la seconde saison sèche, le débit d'étiage étant dérivé dans la fouille de la vidange de fond de l'ouvrage, les excavations dans le lit de la rivière ont pu être faites, puis les injections du voile profond, puis les terrassements du barrage jusqu'à la cote du fond du lit. Au total, environ 95 000 m³ ont été mis en place. Une simple protection en enrochements tapissant le fond du lit a permis de pouvoir restituer les

kilometres from each other, in a very dense forest, and in a steep and hilly landscape.
These enormous difficulties, combined with the fact that the mobilisation period had been inadequately prepared, meant that the contractor's, client's and engineer's work teams had to be significantly reorganised and strengthened, and the information and decision-making circuits considerably shortened. It was for this reason that an action plan was drawn up at the end of the first year of works, in order to get the entire project back on the rails and to introduce a new works programme.

MODIFICATIONS IN THE WORKS PROGRAMME – CONSEQUENCES ON DAM CONSTRUCTION

The initial works programme, providing for completion of all the works within a period of three years, was organised around the construction of a rockfill dam rising to a maximum height of 45 m above the foundations, and involving the placing of 1.4 million cubic metres of earth and rockfill. The dam is located in one of the wettest parts of Laos, with mean annual rainfall evaluated at 2 700 mm. The monsoon regime is extremely pronounced, and 85 % of the rains fall within a period of only 5 months.
In addition to the choice of type of dam (an earth structure was ruled out mainly for climatic reasons, given the risks associated with the problem of controlling the water content of large quantities of clayey earth), the construction schedule and phasing of works in the river bed took into account the marked dry-weather flows in the Nam Leuk (less than 0,5 m³/s) in order to carry out most of the major earthworks and grouting during the dry season.
These assumptions led to the definition of a balanced schedule spread over three dry seasons, on the understanding that, during the first dry season, it would only be possible to carry out the preliminary earthworks and grouting tests followed by the first grouting in the bed of the river, given the mobilisation times involved and the time needed to construct the access roads for the first works.
Unfortunately, the delays observed during the first year, when in fact only 3 % of the total quantity of work (excluding mobilisation) was completed, meant that the entire sequence had to be reviewed. Put simply, with the same hydrological conditions dictated by the river, it was necessary to complete the works initially foreseen over a period of three seasons in only two, and in particular to place virtually all the fill material for the dam (1.3 million m³) and roller-compacted concrete for the spillway (65 000 m³) in a single season – the last one. This was essential, as it would enable reservoir filling to commence as required by the contract, and hence avoid the Owner suffering production losses equivalent to one year's operation.
The modified programme suggested by the engineer and agreed by the parties involved led to the contractor mobilising further resources so that the higher working rates could be sustained.
Despite unforeseen contingencies related to poor conditions of foundation, the revised programme was followed in general.
Thus, during the second dry season, with the dry-weather flow diverted into the excavations for the bottom outlet, it was possible to carry out excavation work in the river bed, followed by grouting for the deep cutoff, and then excavations for the dam down to the river bed elevation. In all, about 95 000 m³ were placed. Simple rockfill protection covering the river bed meant that normal flow conditions could be restored in the Nam Leuk during the second monsoon season.
During the third dry season, when rational exploitation of the rock quarry situated in the reservoir had enabled sufficient quantities of material to be stored in advance, two main work sites were opened to ensure that

conditions hydrauliques normales d'écoulement à la Nam Leuk pendant la seconde saison de mousson.
Lors de la troisième saison sèche, alors que l'exploitation rationnelle de la carrière d'enrochements située dans la retenue, avait permis de stocker en avance des quantités suffisantes de matériaux, deux chantiers principaux ont été ouverts pour assurer la mise en place des 1 315 000 m³ restants. Sur une base de travail continu sur 7 jours avec 24 heures de travail par jour en 2 postes, les cadences suivantes ont été notées :
◆ pour le matériau argileux du noyau : 16 000 m³ par semaine au maximum avec une moyenne de 5 000 m³ par semaine sur 9 mois de travaux (entre octobre 1998 et août 1999) ;
◆ pour l'enrochement : plus de 60 000 m³ par semaine au maximum avec une moyenne de 21 400 m³ par semaine sur les mêmes 9 mois de travaux.
La progression en pourcentage des travaux de génie civil réalisés a été révélatrice de la mise en œuvre réussie des différents plans d'action décidés à l'issue de la première année de travaux : de 3 % réalisés à la fin de la première année (septembre 1997), on a pu passer à 46 % vers la fin de la seconde année (septembre 1998) et à 93 % vers la fin de la troisième saison sèche (en juillet 1999), au moment de la mise en eau du barrage, où, à l'exception du revêtement du tunnel d'amenée, les gros travaux pouvaient être considérés comme terminés.

LE PLAN DE GESTION ENVIRONNEMENTALE

En raison de la grande sensibilité de la zone du projet, classée Parc national, un Plan de gestion environnementale avait été préparé à la suite de l'Etude d'impact sur l'environnement. Ce plan précisait les modalités de mise en œuvre de l'ensemble des mesures compensatoires et d'accompagnement proposées dans l'étude d'impact et proposait par ailleurs de nombreuses actions innovantes, concernant tout particulièrement le suivi des opérations de construction.

L'organisation de l'Unité de gestion environnementale (UGE)

La mise en œuvre efficace du Plan supposait comme préalable une organisation fonctionnelle, réagissant vite, et capable d'influer sur les décisions en matière de gestion de l'espace et d'organisation de chantiers. Une unité a donc été mise en place au début de la construction, et comprenant :
◆ un directeur de l'Environnement d'Electricité du Laos, responsable de l'unité ;
◆ un conseiller en environnement, de Sogreah, assistant à plein temps le directeur ;
◆ un responsable Environnement de l'entreprise ;
◆ un spécialiste Environnement, (consultant local) intervenant ponctuellement sur des sujets précis ;

the remaining 1 315 000 m³ would be placed. Working on a continuous round-the-clock basis 7 days a week at two locations, the following rates were recorded :
◆ clay material for the core : maximum of 16 000 m³/week, with an average of 5 000 m³/week during the 9 months of work (from October 1998 to August 1999) ;
◆ rockfill : maximum of more than 60 000 m³/week with an average of 21 400 m³/week during the same 9 months of work.
The progress in terms of the percentage of civil works completed is indicative of the success of the various action plans decided upon at the end of the first year : from only 3 % of the works completed at the end of the first year (September 1997), it was possible to reach 46 % at the end of the second year (September 1998) and 93 % at the end of the third dry season (July 1999) at the time reservoir flooding began, when, with the exception of the lining for the head race tunnel, the major works could be considered finished.

ENVIRONMENTAL MANAGEMENT PLAN

Owing to the sensitivity of the project area, which is classified as a National Park, an Environmental Management Plan was prepared following the Environmental Impact Study. This plan set out methods for implementing all the compensatory and accompanying measures proposed in the impact study and also proposed numerous innovative measures, in particular concerning monitoring of the construction operations.

Organisation of the Environmental Management Unit (EMU)

A functional organisation was required before implementing the Plan. This organisation would have to act quickly, and be capable of influencing decisions regarding spatial management and the organisation of work sites. A Unit was therefore set up at the start of construction, comprising :
◆ an Environmental Manager from Electricité du Laos, responsible for the Unit ;
◆ an Environmental Advisor from Sogreah, assisting the Manager on a full-time basis ;

Vue de l'aval de la centrale et de la conduite forcée

View from downstream of the power plant and the penstock

◆ un spécialiste en zones protégées, détaché auprès de l'administration des forêts.
Cette unité a assuré la gestion du budget environnemental défini dans le Plan et dans les termes du contrat de financement du projet. Afin de suivre plus distinctement les dépenses relatives à l'environnement et de faciliter ainsi la mise en œuvre rapide des mesures compensatoires, le bailleur de fond a ouvert un compte particulier, un "*imprest account*".
Trois niveaux d'autorité s'exerçaient directement sur l'unité, par Electricité du Laos, par la direction du Parc national et par l'ingénieur conseil chargé de la supervision des travaux. Trois entités consultatives apportaient aussi leurs avis et recommandations à l'unité : un panel d'experts indépendants (auditant le projet tous les 4 mois), les Comités consultatifs nationaux et locaux, l'Office de l'environnement et du développement social de la Banque Asiatique.
L'UGE a donc assuré pendant les 3 années de construction la mise en œuvre des mesures compensatoires et de suivi : études complémentaires (préparation des contrats, passation des marchés et suivi des résultats), opérations de réalisation (défrichement, acquisition des terrains, réinstallation du village de Nam Leuk) et activités de suivi (qualité de l'eau, inspections régulières des sites de construction, suivi de la pêche artisanale).

Les grands domaines d'intervention

Parmi le grand nombre d'initiatives proposées par le Plan de gestion environnementale et mises en œuvre par l'UGE, certaines méritent une attention particulière en raison de leur caractère innovant, dans les domaines social, de la protection de la nature, et technique.

Dans le domaine social
Plan d'action social : Ce plan rassemblait l'ensemble des mesures d'ordre social identifiées au cours des études et définissait les procédures de mise en œuvre : procédures d'acquisition des terres, prévention et suivi dans le domaine de la santé publique et de la sécurité, suivi de la pêche artisanale et de son importance dans l'alimentation rurale, optimisation des retombées économiques du projet pour les communautés locales. Le projet n'implique initialement aucun déplacement involontaire de population.
Cependant, les habitants du village de Nam Leuk, isolé sur le plateau à proximité du futur réservoir, ont sollicité l'assistance du projet pour les aider techniquement et financièrement à la réinstallation de leur village dans une zone plus propice au développement économique, ce qui fut accepté par le projet. Un plan de déplacement et de réinstallation du village a ainsi été préparé et mis en œuvre par le projet.
Comités de villages : Afin de faciliter la communication avec les communautés locales et leur information, des comités de village ont été mis en place dès l'engagement du projet.
C'est à ce niveau, et sur la base d'études détaillées qu'ont été discutés les niveaux de compensation pour l'utilisation temporaire ou définitive de terrains privés ou communaux.
Recrutement de la main d'œuvre locale : Pour assurer des conditions de recrutement et de salaire respectueuses des réglementations locales, la construction d'un centre de recrutement a été imposée aux entreprises. Localisé prés de la route principale et des zones urbanisées, à 40 km des sites de construction, ce centre a permis de contrôler efficacement la migration de main d'œuvre et de familles vers les sites de construction situés dans le Parc national, et d'en limiter les risques et les impacts (sédentarisation sauvage, risques sanitaires, difficultés d'approvisionnement en eau et alimentation, risques de défrichement sauvage, d'incendies de forêt).

◆ an Environmental Officer from the contractor;
◆ an Environmental Specialist (local consultant), involved from time to time on precise issues;
◆ a specialist in protected areas seconded from the Forestry Department.
This unit was responsible for managing the environmental budget defined in the plan and in the terms of the project funding contract. In order to monitor expenditure relating to the environment more distinctly and thus facilitate implementation of the compensatory measures, the funding organisation opened a special imprest account.
The unit was under three different levels of authority, those of EDL, the National Park management and the consulting engineer responsible for supervising the works. Three consultative entities also gave their advice and recommendations to the unit : a panel of independent experts (auditing the Project every 4 months), the National and Local Consultative Committees, and the Asian Development Bank's Office for Environmental and Social Development.
Throughout the 3 years of construction, the EMU was therefore responsible for implementing the compensatory and monitoring measures. These included additional studies (preparing contracts, awarding contracts and monitoring results), implementation operations (land clearance, land acquisition, relocation of Nam Leuk village) and monitoring (water quality, regular inspections of the construction sites, monitoring of small-scale fishing activities).

Main fields of involvement

Of the many initiatives proposed by the Environmental Management Plan and implemented by the EMU, several deserve special attention owing to their innovative character :

In the social field
Social Action Plan : This plan contained all the social measures identified during the studies and defined the corresponding implementation procedures : land acquisition, prevention and monitoring in the field of public health and safety, monitoring of small-scale fisheries and its importance in rural food supply, optimisation of economic spin-off from the project for the local communities. Initially the project involved no forced resettlement of the population. However, the inhabitants of Nam Leuk village, which was isolated on the plateau near the future reservoir, sought technical and financial assistance from the project to relocate their village in an area more suitable for economic development, and this was accepted by the project. A resettlement and village relocation plan was therefore drawn up and implemented by the project.
Village Committees : In order to facilitate communication with the local communities and keep them informed, Village Committees were set up at the start of the Project. It was this level and on the basis of detailed studies that levels of compensation for temporary and permanent use of private and communal land were discussed.
Recruitment of local labour : To ensure recruitment and wage conditions that would be in conformity with local regulations, the contractors were required to construct a recruitment centre. This was located near the main road and built-up areas, 40 km from the construction sites. It helped in keeping an effective check on the migration of labourers and their families to the construction sites in the National Park and in limiting the risks and impacts this caused (squatting, health risks, difficulties with water and food supplies, risks of uncontrolled land clearance and forest fires).

In the field of environmental protection and biodiversity
As the project is situated in a National Park covering 2 000 km^2, original forms of compensation proposed in the environmental impact study were

Dans le domaine de la protection de la nature et de la biodiversité

Le projet étant situé dans un Parc national de 2000 km², des compensations originales, proposées dans l'étude d'impact sur l'environnement, ont été acceptées par le gouvernement du Laos et la Banque Asiatique. Deux mesures en particulier sont à mentionner :

◆ recrutement d'un spécialiste en gestion de zones protégées par le projet, pour 2 ans. Ce spécialiste a été placé sous l'autorité du Département des Forêts afin de former le personnel du Parc national, de préparer un plan de gestion de ce parc et d'assurer le suivi des opérations de défrichement liées à la construction du projet.

Le projet a financé tous les coûts relatifs à cet expert, qui ne répondait, en terme de responsabilité, que devant le directeur des Forêts du ministère de l'Agriculture ;

◆ assurance d'un budget annuel pour le parc : le projet et le ministère des Finances se sont engagés à rétrocéder au Parc national, dès la mise en exploitation de la centrale, 1 % des bénéfices annuels dégagés par la vente d'électricité produite par Nam Leuk, ce montant sécurisant ainsi un budget annuel confortable pour les activités et le développement du Parc national.

Vue d'ensemble du barrage et de la retenue

General view of the dam and the reservoir

Dans le domaine technique

Avec l'assistance de consultants locaux, le projet a mis en œuvre des méthodes innovantes dans le domaine du défrichement et du suivi environnemental de chantiers :

◆ des études détaillées de la biomasse végétale, présente dans le réservoir (288 t/ha de matière sèche) ont permis de réaliser des expérimentations relatives à la vitesse de dégradation de la matière organique noyée sous diverses conditions de température et d'aération, de tester des techniques de brûlage de la végétation en termes d'efficacité dans la minéralisation de la matière organique, et de mesurer expérimentalement la vitesse de repousse d'une végétation défrichée ;

◆ la réalisation d'un défrichement intégral du réservoir s'appuyant uniquement sur la main d'œuvre locale : défrichement de 1 300 ha après récupération du bois commercial, réalisé en 5 mois par 400 personnes, ce qui a représenté un retour économique direct de 300 000 US$ pour ces populations Hmongs parmi les plus pauvres du monde. Des pare-feu de 30 m de largeur avaient été préalablement créés autour du futur réservoir afin de limiter les risques d'incendie de forêt lors des opérations de défrichement ;

◆ la mise en œuvre d'un suivi complet de l'environnement au niveau des sites de chantier et des camps de travailleurs. Ce programme était basé sur des visites hebdomadaires de chaque site permettant d'établir un niveau de satisfaction à partir de listes de critères sélectionnés par les membres de l'UGE (conditions d'hébergement, sanitaires, assainissement et eau potable, gestion des déchets, sécurité routière, prévention contre les incendies de forêt, gestion des remblais et du drainage, pollution des eaux).

Un paiement mensuel à l'entreprise était attaché à chacun des critères et pouvait être suspendu en cas de non satisfaction.

accepted by the Government of Laos and Asian Development Bank. Two measures in particular deserve mention :

◆ Recruitment of a specialist in protected areas. This specialist was recruited by the Project for a period of 2 years, and placed under the authority of the Forestry Department in order to train National Park staff, prepare a management plan for the Park and ensure that land clearance operations connected with project implementation would be correctly monitored. The project bore all the costs relating to this expert, who reported back only to the Director of Forests at the Ministry of Agriculture.

◆ Guarantee of an annual budget for the Park : The project and the Ministry of Finance undertook to retrocede to the National Park 1 % of the annual benefits resulting from the sale of electricity produced at Nam Leuk after commissioning of the power plant. This money would guarantee a comfortable annual budget for the National Park's activities and development.

In the technical field

With the assistance of local consultants, the project applied innovative methods for land clearance and environmental monitoring on site.

◆ Detailed studies of plant biomass existing in the reservoir area (288 t/ha of dry matter).

These comprised experiments on the speed of degradation of submerged organic matter in various temperature and aeration conditions, tests on vegetation burning techniques in terms of efficiency in mineralising organic matter, and experimental measurements of the speed at which cleared vegetation would grow again ;

◆ Complete clearance of the reservoir area, using only local labour. This involved clearing 1 300 ha after recovering commercial wood, and was completed in 5 months by 400 people ; it represented direct economic returns of US$ 300 000 for these Hmong people, who are among the poorest in the world. 30 m wide fire breaks had been created around the future reservoir beforehand in order to limit the risks of forest fires during clearance operations ;

◆ Complete environmental monitoring at the construction sites and workers' camps. This programme was based on weekly visits to each site, so as to determine the level of satisfaction on the basis of lists of criteria selected by the members of the EMU (housing and sanitation conditions, sewerage and drinking water supplies, waste management, road safety, forest fire prevention, management of backfill and drainage facilities, water pollution). A monthly payment to the contractor was assigned

La réussite de la construction du projet hydroélectrique de Nam Leuk, en raison de sa taille moyenne et de sa situation dans une zone écologiquement sensible, a pour le Laos et tous les autres projets hydroélectriques en attente de développement, une valeur de test. Cette réussite confirme en effet :

◆ que les autorités locales ont maintenant la capacité a gérer efficacement de tels projets et toutes les implications sociales et environnementales qui en résultent ;

◆ qu'il est possible aujourd'hui de concilier les intérêts réciproques entre un développement énergétique basé sur une ressource renouvelable, la protection du milieu et la conservation de la biodiversité.

to each of these criteria and could be suspended if the criteria were not met.

Because of its average size and location in an ecologically sensitive area, the successful construction of Nam Leuk Hydropower Project is a test case for Laos and all the other hydropower projects still pending. Its success indeed confirms that :

◆ the local authorities are now capable of effectively managing such projects and all the resultant social and environmental implications ;

◆ it is now possible to reconcile the reciprocal interests of an energy production scheme based on a renewable resource, environmental protection and the conservation of biodiversity.

Evacuateur du barrage en fin de premier remplissage avec un débit de 100 m³/s

Dam spillway at the end of the first filling of the reservoir with 100 m³/s discharge

RESUMEN ESPAÑOL

El proyecto hidroeléctrico de Nam Leuk, en Laos. Episodios de la ejecución y acciones destacadas acerca de la implementación de medidas de acompañamiento

P. Cochet y B. Yon

A principios del año 2000, se encontraba ya en su fase final la construcción de este proyecto destinado a permitir una producción de 60 MW, con destino, en parte para el consumo local y el excedente para su exportación hacia Tailandia. La inauguración del aprovechamiento se ha proyectado para el primer trimestre. Se describen en el presente artículo los componentes más destacados del aprovechamiento, las principales etapas de su construcción, así como la implementación de métodos innovadores para solucionar los problemas relacionados con el medio ambiente.

摘要文字

老挝那乐克水电枢纽工程

P. Cochet, B. Yon

于2000年年初开工的、并正在完成之中的这个工程项目将能向地方提供60兆瓦的发电量，其余的发电量将向泰国出口。工程计划于2000年第一个季度投产运营。本文介绍该工程的主要组成部分，主要施工阶段及处理与环境有关的问题所采用的革新方法。

Jean-Louis Cervetti
DEPUTY MANAGER, DAMS AND HYDRAULICS
Coyne et Bellier

Jean Teyssieux
PROJECT MANAGER
Coyne et Bellier

Jean-David Mechali
DEPUTY PROJECT MANAGER
Electricité de France CIH Savoie

L'aménagement hydroélectrique de Garafiri (République de Guinée)

Garafiri hydro power Project (Republic of Guinea)

L'aménagement de Garafiri est un projet hydroélectrique de 200 MUS$ dont les travaux ont démarré en janvier 1996 et ont été achevés en décembre 1999. Le site du barrage est situé sur le fleuve de Konkouré, à 160 km au nord-est de Conakry.
L'ouvrage de fermeture est constitué par une digue en terre latéritique, de 80 m de hauteur, créant une retenue de 1600 hm³.
L'usine est équipée de 3 turbines Francis, d'une puissance totale de 80 MW. La production moyenne de l'aménagement s'élève à 264 GWh. La mise en service du premier groupe a eu lieu en novembre 1999.
Un évacuateur de crues assure le passage de la crue décamillénale de 2100 m³/s.
Le projet a nécessité le déplacement de 2100 personnes, qui ont fait l'objet de mesures d'accompagnement.
La maîtrise d'œuvre des 12 contrats d'exécution est assurée par Coyne et Bellier/EDF.

The Garafiri development is a US$ 200 million hydroelectric project the construction of which began in January 1996 with completion slated for December 1999.
The dam is located on the Konkoure River, 160 km northeast of Conakry.
The closing structure consists of a lateritic earth dyke 80 m high creating a storage of 1,600 hm³.
The power plant is equipped with three Francis turbines with a total power of 80 MW. The average capacity of the development is 264 GWh. The first unit went into service in November 1999.
A spillway allows the passage of a ten-thousand year-flood of 2,100 m³/s.
The project required the removal of 2,100 people who benefited from special conditions.
Prime contracting for the 12 construction contracts is handled by Coyne & Bellier/EDF.

BUT DE L'AMÉNAGEMENT ET SITUATION GÉOGRAPHIQUE

Le parc de production du réseau guinéen composé du système hydroélectrique du Samou qui produit 235 GWh/an (puissance installée de 47 MW) et du parc thermique de Tombo (4 tranches) qui produit 490 GWh/an (puissance installée de 92 MW) a été récemment renforcé par l'aménagement hydroélectrique de Garafiri où la production électrique a débuté en novembre 1999 (photo 1). Première phase du complexe Garafiri/Kaléta qui présente une rentabilité attrayante de près de 20 %, Garafiri permet de régulariser le débit du fleuve Konkouré et de produire 264 GWh/an avec une puissance installée de 75 MW. Avec la mise en service de cet aménagement, la Guinée, qui connaissait depuis 1978, un déficit énergétique chronique dû essentiellement à l'insuffisance de l'offre par rapport à la demande, est en mesure de faire face à l'évolution de la demande jusqu'à l'horizon 2005.
L'aménagement hydroélectrique de Garafiri est situé sur le fleuve Konkouré à 160 km à vol d'oiseau au nord-est de la capitale Conakry. L'accès se fait par le sud en quittant la route nationale Kindia-Mamou à Linsan pour prendre la route d'accès bitumée de 55 km réalisée dans le cadre de cet aménagement.

LOCATION AND PURPOSE OF THE PROJECT

Guinea's power generating system consisting of the Samou hydro power system producing 235 GWh/year (47 MW installed capacity) and the ▶

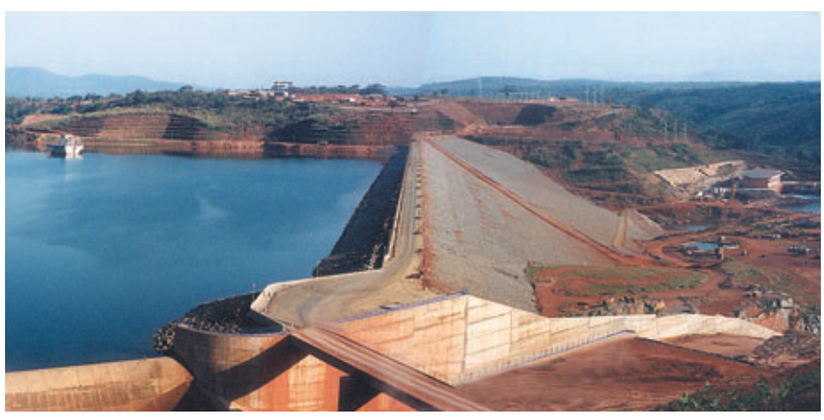
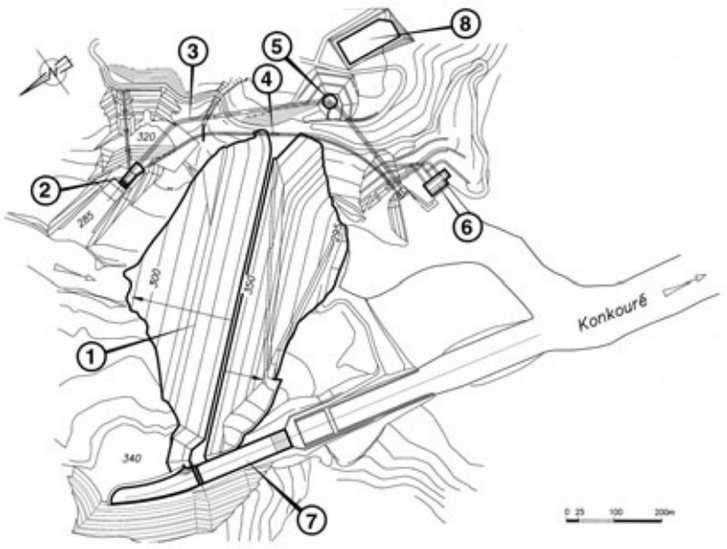


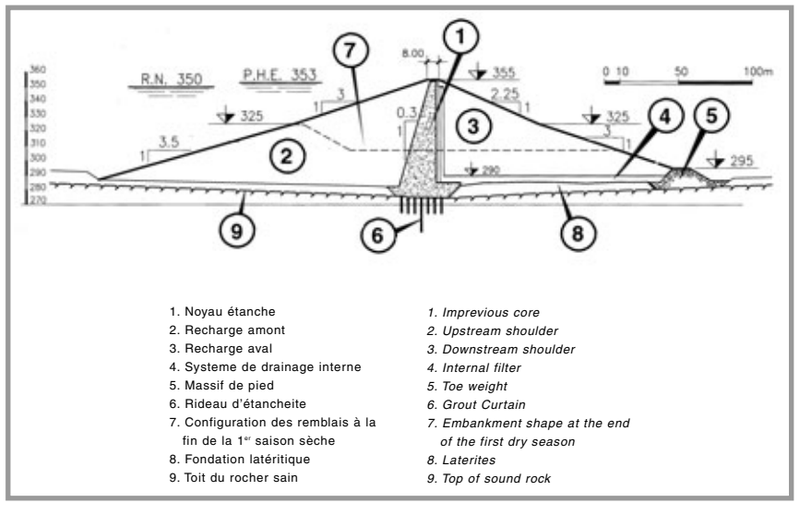
Photo 1
Vue générale depuis la RD - *General lay out*



1 . Barrage
2 . Tour de prise amont
3. Gallerie d'amenée (tunnel DP2)
4. Gallerie de restitution(tunnel DP1)
5. Cheminée d'équilibre
6. Usine
7. Evacuateur de crues
8. Poste de départ

1 . Dam
2 . Intake structure
3. Head race tunnel to power house (DP2)
4. Outlet tunnel (DP1)
5. Surge shaft
6. Power house
7. Spillway
8. Switchyard

Figure 1
Vue en plan générale
General lay out



1. Noyau étanche
2. Recharge amont
3. Recharge aval
4. Systeme de drainage interne
5. Massif de pied
6. Rideau d'étancheite
7. Configuration des remblais à la fin de la 1er saison sèche
8. Fondation latéritique
9. Toit du rocher sain

1. Imprevious core
2. Upstream shoulder
3. Downstream shoulder
4. Internal filter
5. Toe weight
6. Grout Curtain
7. Embankment shape at the end of the first dry season
8. Laterites
9. Top of sound rock

Figure 2
Coupe type digue
Dam cross section

Près du site de Garafiri, la vallée du Konkouré a une profondeur de 100 m. Au site lui-même, le lit du fleuve a une largeur de 100 m environ. Le niveau du débit de base de la rivière à cet endroit est à la cote 288 m. La rive droite monte progressivement jusqu'au sommet avec une pente de 5H/1V. La rive gauche suit à peu près la même pente pendant les 40 premiers mètres, jusqu'à la cote 330 m environ, et se raidit ensuite dans les escarpements se dressant jusqu'à la crête.

CLIMAT ET HYDROLOGIE

Le Konkouré prend sa source dans le Fouta-Djallon, à une altitude d'environ 950 m. La couverture végétale se compose de savane arborée, avec quelques zones de forêt plus dense. Le bassin versant du Konkouré au niveau de Garafiri est de 2500 km^2. Il se développe dans une région à climat tropical de transition dont la caractéristique est une température moyenne de l'air élevée et une précipitation annuelle relativement forte concentrée dans une seule saison humide. Ceci a pour conséquence une alternance de deux saisons marquées : la saison sèche de novembre à avril, pratiquement sans pluie (moins de 10 % de la quantité totale annuelle), et une saison humide entre mai et octobre, avec des précipitations intenses. La précipitation inter-annuelle moyenne est de 2000 mm. Les températures mensuelles moyennes sont relativement élevées et varient peu pendant l'année, entre 22 °C et 28 °C. Les valeurs maximales sont enregistrées en avril et les minima en août.
L'apport annuel observé ou reconstitué au droit du site pour la période 1948-1999 est de 2200 millions de mètres cubes, ce qui correspond à un débit moyen de 70 m^3/s.

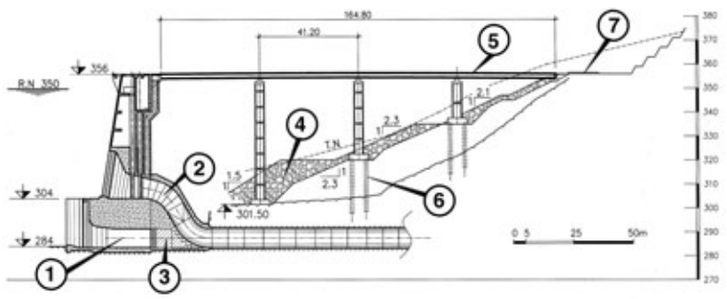
GÉOLOGIE

Le substratum est constitué d'un horizon de roches magmatiques intrusives d'un complexe doléritique surmonté par un niveau de roches dures, mais fragmentées, à faciès de cornéennes ou de quartzites caractéris-

Tombo fossil-fuel plant (4 units) producing 490 GWh/year (92 MW installed capacity) has recently been boosted by the Garafiri hydro power plant where production began in November 1999 (photo 1). It is the first phase of the Garafiri/Kaleta complex whose total yield is close to 20 %. Garafiri regulates the flow of the Konkouré river and produces 264 GWh/year with installed capacity of 75 MW. With the commissioning of this project, after chronic power shortages since 1978 essentially because supply is far short of demand, Guinea is set to meet evolution in demand up until 2005.
The Garafiri HPP is on the Konkouré river, 160 km north-east of the capital, Conakry. Access to the site is from the south, via a specially built 55 km long asphalt road from the Kindia-Mamou national highway at Linsan.
Near the Garafiri site the Konkouré valley is 100 m deep. At the site itself the riverbed is about 100 m wide. The base-flow water level at the site is El. 288 m. The right bank rises smoothly to the top of the valley at around 5:1 (horizontal : vertical). The left bank has roughly the same slope for the first 40 metres, to about El. 330, steepening sharply thereafter up the escarpments to the ridge.

CLIMATE AND HYDROLOGY

The Konkouré river rises in Fouta-Djallon, at an altitude of about 950 m. The vegetation is mainly woodland savannah, with a few patches of denser forest. The Konkouré catchment area down to Garafiri is 2,500 km^2. It has a tropical transition climate with a high mean air temperature and relatively heavy annual rainfall concentrated in a single rainy season. This leads to two well-defined and alternating seasons : the dry season from November to April, with practically no rain (less than 10 % of the annual total), and a rainy season from May to October, with heavy rainfall. The mean annual precipitation is 2,000 mm.
Mean monthly temperatures are relatively high, with little variation throughout the year (between 22 °C and 28 °C). The highest temperatures are in April and the lowest in August.



1. Pertuis de dérivation
2. Galerie d'amenée à l'usine
3. Bouchon 2ème phase
4. Enrochement
5. Passerelle
6. Micro-pieux
7. Route d'accés

1. Diversion tunnel
2. Head race tunnel to power house
3. 2nd stage plug
4. Rockfill
5. Foot bridge
6. Piers
7. Acces road

Figure 3
Coupe type tour de prise et passerelle

Intake structure

tiques d'un épisode métamorphique. De façon générale, ce substratum est recouvert d'une forte épaisseur de terrains latéritiques qui résultent de l'altération de la roche mère dans les conditions tropicales : alternance de saisons humides et sèches sous température élevée. Le haut de versant est presque toujours couronné par un horizon de carapace ou cuirasse ferrugineuse.
Les reconnaissances ont fait l'objet de 880 ml de sondages carottés, de profils géophysiques, d'essais *in situ* et en laboratoire sur échantillons. Ces reconnaissances ont notamment révélé :
◆ la présence d'une zone de cornéennes fortement altérées au droit de l'appui rive gauche du barrage nécessitant des dispositions particulières ;
◆ l'excellente qualité du substratum doléritique en fond de vallée et dans les rives ;
◆ l'absence de gisement significatif de matériaux alluvionnaires à proximité du site.
La sismicité de la région est considérée comme faible.

■ LES OUVRAGES DE L'AMÉNAGEMENT

Une vue en plan générale des ouvrages est présentée sur la figure 1.

Le barrage de retenue

Le barrage (figure 2) est un remblai réalisé à partir des matériaux latéritiques et rocheux du site. Sa hauteur maximale sur fondation est de 80 m pour une longueur en crête de 725 m. Son volume total est de 5,2 hm³, dont 4,7 hm³ composés de latérite issue de la zone d'emprunt à l'amont ou des fouilles meubles des ouvrages. Les matériaux triés et concassés nécessaires à la réalisation des enrochements, des filtres, des drains et des zones de transition, soit un volume total de 0,5 hm³, sont obtenus à partir des excavations rocheuses des ouvrages (dolérite et cornéenne).
Le barrage crée une retenue de 91 km² (à la cote 350) d'un volume total de 1600 millions de mètres cubes.

L'évacuateur de crues

Le déversoir à seuil libre de 173 m en rive droite est dimensionné pour évacuer la crue de projet, avec un laminage effectué par la retenue, soit 2100 m³/s avec une hauteur d'eau de 3 m sur le seuil. Dans ces conditions, le niveau maximal dans la retenue sera à la cote 353,00 avec 2 m de revanche sous la crête du barrage. La définition de cet ouvrage a été précisée à partir d'un modèle physique réalisé au laboratoire de la Compagnie Nationale du Rhône au début des études d'exécution.

Les ouvrages d'amenée

La tour de prise d'eau (figure 3 et photo 2), immédiatement à l'amont de l'appui rive gauche du barrage, mesure 74 m de haut depuis la fondation rocheuse à la cote 282. Un pont métallique de 165 m de longueur per-

The mean annual runoff observed or reconstituted at the site for the period 1948-1999 is 2,200 million cubic metres, which corresponds to mean inflow of 70 m³/s.

■ GÉOLOGY

The bedrock consists of intrusive igneous rock in a doleritic complex overlain by a layer of hard but fragmented hornfels or quartzite characteristic of a metamorphic phase. This bedrock is generally covered by thick lateritic overburden produced by weathering of the source rock under tropical conditions : alternating dry and rainy seasons with high temperatures. The tops of the slopes are almost always capped with a layer of ironpan.
Investigations involved 880 m of cored boreholes, geophysical profiles, and in situ tests and laboratory tests on specimens. In particular these investigations revealed :
◆ a zone of highly weathered hornfels in the dam's left abutment where special measures had to be taken ;
◆ the excellent quality of the doleritic bedrock on the valley floor and in the banks ;
◆ the absence of significant deposits of alluvial material near the site.
The seismic activity of the area is low.

■ THE WORKS

Figure 1 shows the general layout of the works.

Dam

The dam (figure 2) is an embankment built with lateritic earth and rock taken from the site. It stands 80 m above its foundation and is 725 m long at the top. Its total volume is 5.2 Mm³. The laterite from the upstream borrow zone or the excavations for the works accounts for some 4.7 Mm³ of this. The crushed and sorted material required for rockfill, filters, drains, and transitions (a total of 0.5 Mm³) was won from the rock excavation for the works (dolerite and hornfels).
The dam forms a 91 km² reservoir at El. 350 representing a total volume of 1,600 million cubic metres.

Spillway

The 173 m long right-bank overflow spillway is designed to discharge the design flood, less the effect of routing in the reservoir, i.e. 2,100 m³/s, with a 3 m deep nappe over the sill. This means that the maximum water level will be El. 353.00, with a 2 m freeboard to the top of the dam. The spillway was designed with the assistance of scale model tests in the laboratories of the Compagnie Nationale du Rhône at the start of the construction design phase.

met d'accéder au sommet de la tour depuis la rive. Trois piles limitent les portées à 41 m.
Une vanne wagon de garde de 6 m de largeur et de 9 m de hauteur calée à la cote 304 au droit de la prise permet la coupure en eau vive des débits turbinés sous l'effet de son propre poids.
Un portique dégrilleur installé sur la crête de la tour de prise assure les fonctions d'une part de dégrillage du circuit d'amenée et d'autre part de manutention des batardeaux lors des phases de mise à sec ou de remplissage des pertuis de prise d'eau du tunnel d'amenée n° 2 et du tunnel n° 1 de restitution.
La galerie d'amenée correspond, pour la plus grande partie de sa longueur, en une réutilisation de la galerie de dérivation n° 2 de diamètre intérieur 7,80 m, équipée à cette fin d'un ouvrage de prise, d'un coude à l'amont, d'une cheminée d'équilibre constituée d'un fût principal de 29 m de diamètre et 39 m de hauteur, d'un blindage dans sa partie aval et d'une vanne de *by-pass* à jet creux capable de transiter un débit de 60 m³/s lorsque les turbines sont à l'arrêt.
Cette galerie unique se sépare en trois conduites forcées à l'amont immédiat de l'usine. Chaque conduite a un diamètre de 3,20 m et alimente une turbine.
La deuxième galerie est équipée en ouvrage de restitution. Une chambre souterraine abrite la vanne wagon sous carter de garde (largeur 1 m et hauteur 2,50 m) et la vanne segment de restitution des débits (largeur 1 m et hauteur 2,10 m). Ces équipements permettent également de restituer un débit de 60 m³/s à l'aval lors d'une intervention sur la conduite d'amenée.

Photo 2
Vue générale de la tour de prise d'eau
Intake structure

L'usine

L'usine est située sur la rive gauche du Konkouré, à environ 700 m à l'aval de la tour de prise. L'infrastructure repose sur le fond rocheux en dolérite. La hauteur totale de l'usine est de 35 m à partir du radier de la galerie d'exhaure, dont 60 % en dessous du niveau de la plate-forme d'accès.
La salle des machines, de forme rectangulaire, est longue de 41 m et large de 26 m. Elle abrite les trois groupes de production à axe vertical, chacun comprenant une turbine Francis d'une puissance de 26,8 MW couplée à un alternateur de 31,5 MVA. Le débit total turbiné est de 159 m³/s.

Les postes et les lignes d'évacuation de l'énergie

Le transport de l'énergie de Garafiri vers Conakry et Mamou (avec couplage au réseau Mamou-Dalaba-Pita-Labé) se fait en 110 kV. Le dispositif d'évacuation de l'énergie se compose :
◆ d'une ligne à deux circuits longue de 200 km entre le poste départ de Garafiri et le poste existant de Matoto à Conakry via le poste existant de Grandes Chutes ;
◆ d'une ligne à un circuit longue de 50 km raccordant le nouveau poste de Mamou à la ligne principale à Linsan.

Headrace structures

The intake tower (figure 3 and photo 2) immediately upstream of the left-bank abutment stands 74 m high above the rock foundation at El. 282. A 165 m long steel bridge provides access to the top of the tower from the bank. Three piers limit spans to 41 metres.
A 6 m wide x 9 m high fixed-wheel guard gate in the intake tower, on a sill at El. 304, can close into moving water under its own weight to cut off water supply to the turbines. A trashrack rake on top of the intake tower is used both to clean the intakes and to handle stoplogs for dewatering or filling of the intakes to the headrace tunnel (diversion tunnel N°. 2) and outlet tunnel (diversion tunnel N°. 1).
For most of its length, the headrace tunnel uses the 7.80 m diameter diversion tunnel N°. 2 which has been fitted out as a power tunnel, with a bend upstream, a surge chamber consisting of a 29 m diameter, 39 m high main chamber, steel lining at the downstream end, and a Howell-Bunger bypass valve capable of discharging 60 m³/s when the turbines are not in use.
The tunnel splits into three penstocks just upstream of the power house. Each penstock is 3.20 m in diameter and runs a single turbine.
The second tunnel is fitted out as an outlet. An underground chamber houses an enclosed fixed-wheel guard gate (1 m wide and 2.50 m high) and the radial control gate (1 m wide and 2.10 m high). This tunnel can match the 60 m³/s discharge of the headrace tunnel should the power circuit be shut down for maintenance.

Power house

The power house is in the left bank of the Konkouré, about 700 m downstream of the intake tower. Its substructure is built on the dolerite bedrock. Its total height above the invert of the tailrace tunnel is 35 m, 60 % of which is below the level of the access platform.
The rectangular machine hall is 41 m long and 26 m wide. It houses three 26.8 MW vertical-shaft Francis turbines coupled to 31.5 MVA generators. The total discharge capacity is 159 m³/s.

Switchyards and transmission lines

Power from Garafiri is transmitted to Conakry and Mamou (with interconnection to the Mamou-Dalaba-Pita-Labé grid) via 110 kV lines. The transmission system consists of :
◆ a 200 km long double-circuit line from the Garafiri switchyard to the existing switchyard at Grandes Chutes ;
◆ a 50 km long single-circuit line connecting the new Mamou substation to the main line at Linsan.

RIVER DIVERSION

During construction the river was diverted through two tunnels in the left bank (590 m long 5.80 m outer diameter diversion N°. 1 and 685 m long 8.80 m outer diameter diversion N°. 2). The excellent quality of the

MAÎTRISE DES EAUX PENDANT LES TRAVAUX

En phase de construction, la rivière est détournée de son lit naturel au travers de deux galeries implantées en rive gauche (tunnel DP1, de 590 m de longueur et de 5,80 m de diamètre excavé, et tunnel DP2, de 685 m de longueur et 8,80 m excavé). L'excellente qualité de la roche doléritique de fondation a permis de s'affranchir en phase provisoire du revêtement en béton des galeries. Les étapes du contrôle des eaux pendant les travaux ont été les suivantes :

◆ pendant la première phase de construction (de janvier 1996 à octobre 1997) les débits du Konkouré ont transité par le lit naturel de la rivière ;

◆ à la fin de la saison humide 1997 (mi-novembre), lorsque les débits de la rivière sont redevenus inférieurs à 60 m³/s, les eaux ont été dérivées au travers de la galerie DP1, permettant ainsi l'exécution de l'ensemble des fouilles du barrage en fond de vallée, à l'abri de deux batardeaux amont et aval, et la mise en place des premiers remblais ;

◆ au début de la saison des pluies de 1998 (juin 1998), la seconde galerie DP2 a été mise en service pour assurer la dérivation du Konkouré en période de crues. Les deux tunnels, associés à une configuration minimale des remblais de la digue comprenant un cavalier amont de protection calé à la cote 325, garantissent la protection des ouvrages exécutés contre une crue de période de retour millénale ;

◆ la transformation du tunnel DP2 en galerie d'amenée à l'usine a été réalisée au cours de la saison sèche 1999. Les pertuis de dérivation provisoire ont été bouchés en avril 1999 pour permettre la mise en eau de la retenue et la transformation de la galerie DP1 en ouvrage de restitution.

LES ADAPTATIONS EN COURS D'EXÉCUTION

La tour de prise

Au cours des excavations en terrain meuble au droit de la tour de prise, un glissement est survenu le 28 décembre 1996. Ce glissement concerne un volume d'environ 80 000 m³.

Une expertise a mis en évidence les conditions spécifiques propres à la zone du glissement à savoir :

◆ une couche d'épaisseur d'ordre métrique de latérite située au-dessus de la dolérite, plastique et très mouillée (teneur en eau pratiquement égale à la limite de liquidité) ;

◆ des caractéristiques de frottement de cette latérite inférieures aux caractéristiques mises en évidence au cours des reconnaissances d'avant-projet qui avaient confirmé que les latérites étaient un bon matériau de construction : léger (densité sèche de 1,4 t/m³) et résistant (frottement de 29° et cohésion de 1,5 t/m²) ;

◆ la présence de niveaux piézométriques élevés.

Ce type de glissement s'est reproduit dans le parafouille rive gauche du barrage, en rive droite de la fosse de dissipation de l'évacuateur et a pu être évité dans le talus des excavations de l'usine et de la tête aval.

La prise en compte des nouveaux critères de stabilité des différents talus de fouilles meubles présentant des conditions particulières similaires a conduit à effectuer des modifications techniques des ouvrages concernés en adaptant leurs conceptions aux conditions rencontrées (figure 3).

Dans la zone de la tour de prise où le glissement s'est produit, les adaptations ont consisté à conforter le talus par :

◆ l'adoucissement des pentes définitives portant les pentes moyennes des talus définitifs à 2,5/1 au lieu de 2/1 prévu initialement ;

◆ la mise en place d'une butée de pied en enrochement. Le remblai en

dolerite meant there was no need for temporary concrete lining. The stages in river diversion during the works were as follows :

◆ during the first construction phase (January 1996 to October 1997) the Konkouré continued to flow in its natural bed ;

◆ at the end of the 1997 rainy season (mid November), when river flow fell below 60 m³/s, the river was diverted through diversion tunnel N°. 1, enabling foundation excavation to proceed on the valley floor and the first fill to be placed, between the upstream and downstream cofferdams ;

◆ at the start of the 1998 rainy season (June), diversion tunnel N°. 2 was also opened to ensure diversion of the Konkouré river floods. Together with the minimum configuration of the embankment built to that point, including superelevation of the upstream shoulder to El. 325 as an additional protective measure, the two tunnels were capable of safely discharging of the 1000-year flood ;

◆ diversion tunnel N°. 2 was converted into the headrace tunnel during the 1999 dry season. The diversion openings were sealed in April 1999, allowing impounding and conversion of tunnel N°. 1 into an outlet.

ADAPTATIONS DURING CONSTRUCTION

Intake tower

During excavation of loose ground in the foundation of the tower, an 80,000 m³ slip occurred on 28th December 1996.

Subsequent investigation identified the conditions that caused the slip :

◆ a layer of very wet plastic laterite about 1 m thick on top of the dolerite (water content practically at the liquid limit) ;

◆ friction characteristics of the laterite lower than the characteristics identified during preliminary investigations which had confirmed that the laterite was a good construction material : light (dry density of 1.4 t/m³) and strong (angle of friction of 29° and cohesion of 1.5 t/m²) ;

◆ high water levels.

Similar slips occurred in the left-bank cutoff trench and on the right-bank side of the spillway plunge pool, and were prevented in the cutslopes of the excavations for the powerhouse and outlet works.

New stability criteria for the cutslopes of excavations in loose ground under similar conditions induced technical modifications to the design of the works concerned (figure 3).

In the intake tower area where the first slip occurred, the adaptations consisted in consolidating the slope by :

◆ flattening the final slopes, taking the mean slopes from 2:1 as initially foreseen to 2.5:1 ;

◆ installing at the toe a thrust block of rockfill : the quantity of rockfill intended to be placed in the final phase was increased and installed immediately, in parallel with the excavation of soft ground in the slip area.

In addition, the intake tower was moved 64 metres upstream, outside the slip area.

This relocation required a longer access bridge which has four 41.2 metre spans instead of the three 30 m spans of the tender design.

Consequently, the bridge has an abutment and three piers (50, 35 and 17 metres high) instead of the two piers (22 and 16 metres high) originally designed. Micropile foundations (grouted 10 mm thick, 178 mm dia. steel pipes) were built beneath the footings of the two piers founded on the slope. They descend through the low-strength laterite and are socketed into the underlying rock. There are 24 of them under one pier (35 metres high) and 20 under the other (17 metres high).

The total cost of the additional works (longer tunnels and consolidation of excavations) was about 5 million French francs (762,000 euros).

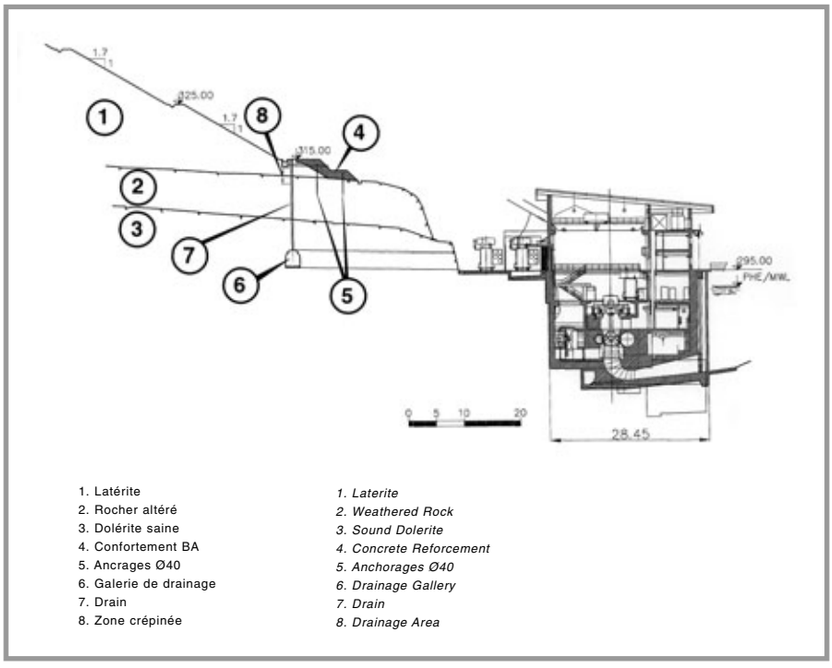


Figure 4
Coupe type usine
(avec confortements)
Power station

enrochement prévu en phase définitive, a été renforcé et mis en place sans attendre, en parallèle avec la réalisation des excavations meubles dans le glissement.
D'autre part, la tour de prise a été déplacée de 64 mètres vers l'amont, en dehors de la zone de glissement. Cette implantation a nécessité un allongement de la passerelle d'accès qui comporte 4 travées de 41,2 m au lieu de 3 travées de 30 m à l'appel d'offres.
En conséquence, la passerelle actuelle comporte une culée et 3 piles de 50, 35 et 17 m de hauteur, au lieu de deux piles de 22 et 16 m prévues initialement. Des fondations sur micropieux (tubes d'acier de diamètre 178 mm et d'épaisseur de 10 mm, remplis de coulis) ont été introduites sous les semelles des deux piles fondées sur le talus. Ces micropieux traversent la couche de latérite de faibles caractéristiques et sont fichés dans le rocher sous-jacent. Ils sont au nombre de 24 et 20 sous les piles de 35 et 17 m de hauteur.
Le coût total des travaux additionnels (allongement des tunnels et confortement des fouilles) est de l'ordre de 5 millions de francs .

Les confortements de l'usine

Au cours des excavations de l'usine effectuée concomitamment avec celles de la tour de prise, des amorces d'instabilités ont été observées en pied de talus sans qu'aucun glissement ne soit intervenu dans la zone. Compte tenu de l'avancement des travaux, des interactions avec les autres lots de travaux et de l'emprise disponible, la reprise des talus et leur confortement avec des enrochements à l'instar de ce qui a été fait à l'amont, n'étaient pas envisageables. Les dispositions suivantes (figure 4) assurant une mise en sécurité immédiate et sur le long terme du talus de l'usine et des têtes aval des galeries, ont été retenues :
◆ réalisation d'une galerie de 240 m dans le versant, creusée depuis la plate-forme de l'usine pour permettre un drainage général du talus ;
◆ réalisation de forages drainants verticaux espacés de 3 m environ, depuis une risberme aménagée dans le talus, débouchant dans la galerie. Cette disposition permet de rendre les débouchés et la collecte des drains visitables, et de pouvoir suivre l'évolution des débits de drainage et compléter le dispositif le cas échéant ;
◆ confortement du talus avec une dalle de répartition et des ancrages passifs scellés dans la dolérite équivalents à 3 HA40 par mètre linéaire.
Le coût total de ces travaux additionnels est de l'ordre de 3 MF.

Consolidation of the power house

The power house was excavated at the same time as the intake tower foundations, and incipient instability was observed at the foot of the slopes, although no slip actually occurred in the area. Because of the state of progress of the works, interactions with other work sections, and the available space, it was not possible to flatten the slopes and consolidate them with rockfill, as was done upstream. The following steps (figure 4) were therefore taken to ensure both the immediate and long-term safety of the cutslopes for the powerhouse and downstream tunnel portals :
◆ a 240 m long adit was excavated into the slope from the powerhouse pad, for general drainage of the slope ;
◆ vertical drain holes were drilled at about 3 m centres from a berm cut into the slope, and intersecting the adit. This made it possible to inspect the drainage outlets and inflow, enabling the evolution of drainage flows to be monitored so that extra drainage could be provided in time if necessary ;
◆ the slope was consolidated by means of the distribution slab and passive anchors (equivalent to three 40 mm deformed bars per linear metre) grouted into the dolerite.
The total cost of these additional works was about 3 million French francs (457,000 euros).

Grouting

The tender design called for a grout curtain to be drilled in the bedrock, from the bottom of the cutoff beneath the dam core, in order to ensure foundation watertightness. During the construction phase, the volume and exact specification of grouting for foundation treatment in the riverbed and beneath the left-bank abutment of the dam had to be modified.

Grouting in the riverbed
It was proposed to treat the foundation beneath the riverbed during the dry season of the first phase of construction, before the river was diverted through the tunnels. The grouting operations carried out between the cofferdams were to treat successively the right-bank and left-bank halves of the valley floor beneath the dam core.
However the conditions for carrying out this work proved to be more difficult than had been thought, and it was not possible to attain the required degree of impermeability for this part of the grout curtain. Additional valley-floor grouting was therefore necessary after diversion of the river through the tunnels. When all the excavations in the dam area had been dewatered, and after preparatory work in the cutoff trench on the valley floor, it was discovered that beneath the core area there was a subvertical, approximately 30 m wide compartment of faulted rock caused by tectonic activity.
This area of faulted rock was capped with a reinforced concrete slab at least 50 cm thick anchored to the rock. This arrangement has the dual advantage of eliminating seepage and enabling higher grout pressures to be applied, thus improving the quality of ground improvement, particularly at the surface of the bedrock.
In this delicate area of curtain grouting, quaternary grout holes were systematically required (final spacing of 1.5 m between holes). The results of water tests carried out in check holes were limited to 15 Lugeon units. Since this additional foundation treatment was not provided for in the works schedule, placement of the dam core was delayed and the Contractor continued instead with placement of the corresponding volume of fill in the upstream and downstream shoulders. As a result, there was a level difference of more than 40 m between the top of the upstream shoulder and the top layers of core material (photo 3).

Les injections

Lors des études d'avant-projet détaillé, un voile d'injections dans la fondation rocheuse, réalisé à partir du fond de la tranchée parafouille du noyau, avait été prévu pour garantir l'étanchéité du substratum. En phase d'exécution, le volume et la nature des travaux d'injection ont dû être adaptés pour le traitement de la fondation en fond de rivière et au droit de l'appui rive gauche de la digue.

Injection en fond de rivière

Le traitement de la fondation en fond de rivière était programmé pour être réalisé durant la période sèche de la première phase de construction, avant que le Konkouré ne soit dérivé à travers les galeries. Les injections de la fondation, réalisées à l'abri de batardeaux provisoires, devaient permettre de traiter successivement les moitiés droite et gauche de l'emprise du noyau en fond de vallée.

Toutefois, les conditions d'exécution de ces travaux se sont révélées plus délicates que prévu et n'ont pas permis d'atteindre un niveau jugé satisfaisant pour cette partie du voile d'étanchéité. Un complément d'injection en fond de vallée a donc été rendu nécessaire après dérivation de la rivière à travers les galeries. La mise à sec de l'ensemble des fouilles dans l'emprise de la digue et les travaux préparatoires dans la tranchée parafouille en fond de vallée ont mis en évidence la présence d'un compartiment subvertical de rocher tectonisé dans l'emprise du noyau, d'une trentaine de mètres de largeur, correspondant à un passage faillé. Cet élément a conduit à réaliser dans l'emprise de la zone faillée une dalle de béton armé, ancré au rocher, de 50 cm d'épaisseur minimale. Cette disposition présente le double avantage d'éliminer les résurgences et de permettre l'application de pressions d'injection plus élevées, améliorant ainsi la qualité du traitement, en particulier dans les zones superficielles du substratum.

Dans cette zone délicate le traitement du voile a dû être poussé de manière systématique jusqu'au niveau des forages quaternaires (correspondant à un espacement final de 1,50 m entre forage). Les essais d'eau réalisés dans les sondages de contrôles ont donné des valeurs limitées à 15 unités Lugeon.

Ce traitement complémentaire de la fondation, non prévu dans la programmation des travaux a conduit l'entrepreneur à décaler la mise en place du noyau de la digue, et à reporter les volumes correspondants de remblais dans l'emprise des recharges amont et aval. Cette situation s'est traduite par une dénivelée maximale de plus de 40 m entre la cote du batardeau amont et le niveau de mise en place des premières couches de noyau (photo 3).

Injection de l'appui rive gauche de la digue

Les travaux de reconnaissances avaient mis en évidence la présence d'une zone de cornéennes fortement altérées, localisée au droit de l'appui rive gauche du barrage. Les résultats des essais d'eau réalisés dans les forages carottés traversant cette zone présentaient systématiquement de fortes absorptions ou des pertes d'eau totales.

Des dispositions spécifiques pour le traitement de cette partie de la fondation avaient été retenues lors des études d'avant-projet. En particulier, le voile mono-linéaire retenu pour le traitement en partie courante avait été remplacé par un voile tri-linéaire, et une galerie d'injection et de drainage avait été prévue en rive afin de permettre une intervention ultérieure en cas de nécessité.

L'ouverture en grand de la tranchée parafouille dans les cornéennes de la rive gauche a mis en évidence un horizon de roches cornéennes particulièrement fragmentées, affectées de joints fins systématiques, parfois ouverts par poussée au vide. L'analyse des conditions réelles rencontrées

Photo 3
Vue générale de la tranchée parafouille du noyau
Cut off general view

Grouting in the left-bank abutment

The preliminary investigations had identified an area of highly weathered hornfels in the left abutment of the dam. Water tests in cored boreholes through the area systematically had high takes or total water loss.

Special steps for treating this part of the foundation were therefore provided for in the tender design. In particular, the single-row grout curtain initially adopted for treating standard sections was replaced by a triple-row curtain, and a grouting and drainage gallery was to have been excavated in the bank so that further works could be carried out if necessary. When the cutoff trench was excavated in the left-bank hornfels, there was found to be a layer of particularly badly fragmented hornfels with systematic fine jointing which had sometimes opened under the effect of ac-

MAIN PARTICIPANTS

Owner : Enelgui (Guinea national power company)
Design and supervision : Coyne et Bellier - Electricité de France

Main contractors

Civil works
- Access roads : Satom/Soguitro (France-Guinea)
- Camp - 1st tranche : Nord France/SABCI (France-Guinea)
- Civil works : Salini/Strabag (Italy-Germany)

Electromechanics
- Gates and lining : Noell (Germany)
- Turbines : Generale Electrique (Canada)
- Generators : Alstom (France)
- Electrical installations : Spie Enertrans (France)
- Handling equipment : Vilquin/SGTS (France-Guinea)
- Transformers : Ferranti/Packard (Canada)
- Transmission lines : GTMH (France)
- 110 kV switchyards : Norelec (France)

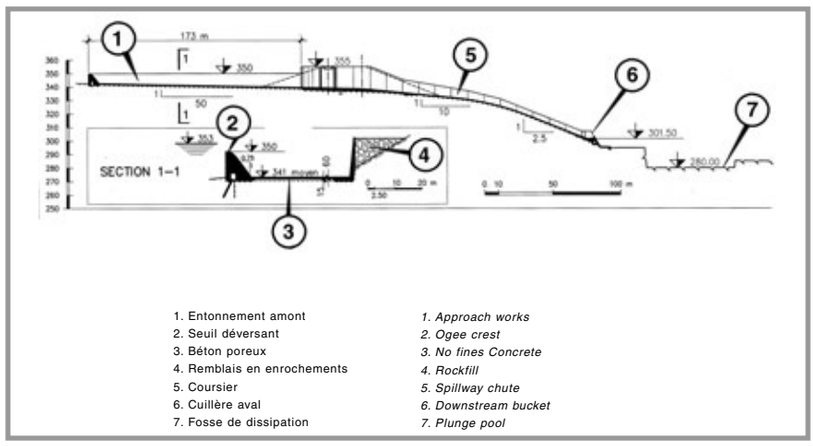


Figure 5
Coupe type évacuateur
Spillway

pour la fondation du noyau en rive gauche a conduit à mettre en œuvre les dispositions complémentaires suivantes pour le traitement de la fondation dans cette partie d'ouvrage :

◆ réalisation entre les cotes (305) et (355), d'une dalle de béton armé, ancrée au rocher, de 50 cm d'épaisseur minimale, similaire à celle exécutée pour les injections en fond de vallée ;

◆ adaptation de la géométrie du voile tri-linéaire afin de pénétrer systématiquement dans le niveau du substratum sain ;

◆ accroissement de 9 à 15 m de la profondeur des forages pour le traitement de contact noyau/rocher ;

◆ mise en place dans les remblais à l'aval du noyau d'un tapis filtrant généralisé sur l'ensemble des cornéennes altérées ;

◆ implantation de cellules de mesure de pressions interstitielles dans le versant, à l'amont et à l'aval de la zone traitée.

Les travaux de forages et d'injection ont été réalisés à l'avancement sur des échafaudages fixés à la dalle en béton, en conservant une distance minimale de 10 m entre la zone en cours de traitement et le niveau des remblais.

Les mesures piézométriques dans les cornéennes altérées, réalisées lors de la montée de la retenue ont mis en évidence l'absence de sous-pressions à l'aval du voile d'injection et témoignent de la bonne qualité du traitement effectué. Aucun traitement complémentaire n'est envisagé.

L'évacuateur de crues

Les principales adaptations apportées à l'évacuateur de crues lors des travaux d'exécution ont concerné :

◆ la fondation du seuil et de l'entonnement amont ;

◆ la suppression des joints entre plots du coursier, qui a rendu possible le bétonnage en continu de cette partie d'ouvrage ;

◆ les excavations du chenal de fuite aval.

L'entonnement amont

L'ouverture en grand des fouilles de l'entonnement amont de l'évacuateur a mis en évidence un horizon de roches cornéennes très fragmentées et un niveau du substratum sensiblement inférieur à celui retenu pour le projet, sur la base des reconnaissances du site. Ce fait nouveau a conduit à adapter la géométrie de l'entonnement et à modifier les dispositions constructives en fonction de la qualité de la fondation (figure 5) :

◆ la pente du radier de l'entonnement a été réduite de 3,3 à 2 %. Cette mesure a permis d'abaisser de plus de 2 m le niveau de fondation de l'extrémité amont du seuil déversant ;

◆ dans l'emprise de la dalle de l'entonnement amont, les hors-profils résultant de l'excavation des cornéennes fragmentées ont été comblés par un supplément de béton poreux, initialement prévu sur 15 cm d'épaisseur, afin de garantir le contrôle des sous-pressions au contact de l'ouvrage sur sa fondation. Du fait des quantités en jeu et des délais très courts d'exécution, la mise en place de ce béton poreux, dépassant localement 1 m d'épaisseur, s'est faite par déversement direct du matériau sur la fondation, réglage aux bouteurs, et compactage au rouleau vibrant ;

◆ le dimensionnement du bajoyer rive droite, initialement prévu comme une simple dalle adossée aux excavations rocheuses, a été entièrement

tive pressure. After analysis of the actual foundation conditions encountered beneath the left-bank core area, it was decided to carry out additional works for foundation improvement in this part of the dam :

◆ between elevations 305 and 355, a reinforced concrete slab at least 50 cm thick, similar to that built to enable grouting on the valley floor, was built and anchored to the rock ;

◆ the shape of the triple-row grout curtain was modified to ensure systematic penetration into sound bedrock ;

◆ the grout holes for treating the core/rock interface were lengthened from 9 to 15 m ;

◆ a broad filter carpet overlying the weathered hornfels was placed beneath the downstream shoulder ;

◆ pore-pressure cells were installed in the bank, upstream and downstream of the treated zone.

Drilling and grouting was carried out progressively, from scaffolding fixed to the concrete slab, with a distance of at least 10 m between the area being treated and the top of the fill.

Piezometer readings taken in the weathered hornfels as the reservoir level rose revealed that there was no uplift pressure downstream of the grout curtain, indicating that the treatment carried out was of good quality. No further treatment is envisaged.

Spillway

The main adaptations made to the spillway at the construction stage concerned :

◆ the foundation of the sill and its approach works ;

◆ elimination of joints between sections of the chute, which meant continuous concreting of this part of the structure was possible ;

◆ the excavations for the spillway channel.

Approaches

During excavation of the spillway approaches it was found that there was a layer of highly fragmented hornfels and some bedrock of substantially poorer quality than that assumed for the design on the basis of site investigations. As a result the shape of the approaches was changed and the construction arrangements were modified in accordance with the quality of the foundation (figure 5) :

◆ the gradient of the approach structure was reduced from 3.3 to 2 %. This made it possible to lower the level of the foundations at the extreme upstream edge of the overflow sill by more than 2 metres ;

◆ beneath the slab of the approach works, overbreak due to excavation of the fragmented hornfels was filled in with extra porous concrete. Initially there was to have been only a 15 cm thick layer of this concrete in order to ensure control of uplift pressures at the foundation/approach slab interface.

Because of the quantities involved and the very short construction lead-times, the porous concrete – which was more than 1 m thick in places – was dumped directly onto the foundation, levelled by bulldozer, and compacted by vibrating rollers ;

◆ the right-bank side wall which was initially to have been a simple concrete slab cast against the excavated rock wall, was entirely redesigned. The new side wall is a retaining wall capable of resisting the thrust of the make-up fill placed against the excavated surface of the laterite in the slope.

Photo 4
Vue aval de la restitution de l'évacuateur
Spillway overflowing

revu. La nouvelle géométrie de l'ouvrage correspond à un mur de soutènement, permettant de reprendre la poussée des remblais de blocage, mis en place contre les fouilles dans les latérites du versant.

Le coursier

Au niveau des études d'avant-projet, le coursier de l'évacuateur était constitué par des plots discontinus en béton armé ancrés au rocher, de 12 m de dimension moyenne et de 60 cm d'épaisseur en partie courante. De manière classique, les joints entre plots étaient équipés de waterstops et de boîtes de cisaillement, avec un dispositif de drainage destiné à éviter l'apparition de sous-pression interstitielle au contact béton/fondation lors du fonctionnement de l'évacuateur.

En phase de travaux, la conception du coursier a été revue dans le sens d'une plus grande simplicité et souplesse d'exécution. Le bétonnage en plots disjoints a été remplacé par l'exécution d'une structure continue en béton armé, où les surfaces d'arrêt entre dalles sont traitées comme de simples reprises de bétonnage. Les principales dispositions adoptées ont été les suivantes :

◆ bétonnage du coursier par dalles de largeur 10 et 12 m (correspondant à la longueur des armatures avec leur recouvrement), et de longueur maximale 60 m, en fonction des moyens de mise en œuvre de l'entrepreneur ;

◆ mise en place d'une seule nappe supérieure de ferraillage (aciers HA25, maille carrée 25 x 25 cm), continue sur toute l'emprise du coursier. Le but de ces armatures est de répartir au mieux la fissuration induite par le retrait du béton et les variations thermiques, et de limiter ainsi l'ouverture des fissures au niveau des surfaces exposées aux écoulements hydrauliques ;

◆ ancrage des dalles en béton au moyen de barres de 6 m de longueur scellées au rocher, et dimensionnées pour pouvoir reprendre une sous-pression généralisée correspondant à 15 % de l'énergie cinétique de l'écoulement hydraulique ;

◆ repiquage systématique des surfaces d'arrêt de bétonnage pour assurer une bonne adhérence au niveau des reprises ;

◆ drainage systématique des joints de reprise de bétonnage entre dalles et collecte des fuites au niveau de la galerie de visite longitudinale, implantée dans l'axe du coursier.

Lors de la mise en eau du barrage et du premier remplissage de la retenue, l'évacuateur de crues a fonctionné en continu durant plus de trois mois, avec un niveau maximal des débits transités de l'ordre de 350 m^3/s (photo 4). Durant cette période de déversement, le fonctionnent de l'ouvrage s'est révélé parfaitement correct. Le niveau de fuites collectées à travers les joints de reprises du coursier par le dispositif de drainage est resté limité et inférieur à 2 l/s. D'autre part l'inspection complète de l'ou-

Chute

In the tender design the spillway chute was to have been a series of discontinuous reinforced concrete sections, 12 m long on average and with a standard thickness of 60 cm, anchored to the rock. As is customary, the joints between sections were to have been fitted with waterstops and shear boxes, with a drainage system for preventing uplift pressure at the concrete/foundation interface when the spillway was discharging. During the works, the chute was redesigned to make construction simpler and more flexible. Concreting of separate sections was replaced by construction of a continuous reinforced concrete structure where cold joints between pours were simply treated as construction joints. The main arrangements made were as follows :

◆ the chute was concreted in 10 and 12 m wide "slabs" (length of reinforcement plus cover) up to 60 m long, depending on the Contractor's resources available at the time ;

◆ a continuous single layer of upper reinforcement (25 mm deformed bars forming a 25 x 25 cm mesh) was laid over the entire chute area. The purpose of this reinforcement is to distribute cracking due to concrete shrinkage and thermal variations, and thereby to limit the width of cracks in areas exposed to water flow ;

◆ the concrete "slabs" were held down by 6 m long bars grouted into the rock foundation. These bars were designed to resist general uplift pressure corresponding to 15 % of the kinetic energy of the water flow ;

◆ the cold joints between "slabs" were systematically scabbled to ensure a good bond at construction joints ;

◆ the construction joints between "slabs" are systematically drained and water is collected in the longitudinal inspection gallery along the chute centreline.

When the reservoir was impounded for the first time, the spillway discharged continuously for more than three months, with maximum discharge of around 350 m^3/s (photo 4). The spillway performed perfectly during this period. The level of leakage collected through the joints was low, at around 2 litres per second. In addition, full inspection of the chute after the first spillage revealed no significant degradation of the wetted surfaces.

Spillway channel

When the channel downstream of the spillway chute was excavated, there were localized slips in the loose lateritic overburden in cutslopes on the right-hand side, particularly at the foot of the bank because of the permanent high groundwater level.

Since the area of the slips was a good distance from the permanent works and had no effect on the safety of the scheme, a "lightweight" treatment procedure was applied to stabilize the excavations. In principle the steps ▶

FINANCE (US$ 200 millions)

- Republic of Guinea : 15.07 %
- CIDA : Canadian International Development Agency : 10.00 %
- AFD : Agence Française de Développement : 22.32 %
- ABEDA : African Bank for Economic Development in Africa : 5.38 %
- IBD : Islamic Development Bank : 6.97 %
- EIB : European Investment Bank : 14.36 %
- KFAED : Kuwait Fund for Arab Economic Development : 13.06 %
- SDF : Saudi Development Fund : 12.86 %

MAIN CIVIL WORKS QUANTITIES

- Excavation in loose and compact ground (surface) : 3,600,000 m³
- Rock excavation (surface) : 650,000 m³
- Underground excavation : 113,000 m³
- Surface concrete : 106,000 m³
- Underground concrete : 28,500 m³
- Fill : 5,200,000 m³
- Drilling and grouting : 32,000 m

vrage, réalisée après le premier déversement, n'a mis en évidence aucune dégradation significative des surfaces exposées aux écoulements hydrauliques.

Le chenal de fuite

Au cours des travaux d'excavation du chenal de fuite à l'aval de l'évacuateur de crues, les talus sur le versant droit, excavés dans les matériaux meubles latéritiques de couverture, ont été localement le siège de glissements, en particulier en pied de rive du fait de la présence d'une nappe phréatique permanente.

Cette zone de glissement étant éloignée des ouvrages définitifs et sans conséquence sur la sécurité de l'aménagement, un traitement "léger" a été mis en œuvre pour stabiliser les excavations. Les dispositions retenues sont dans leur principe similaires à celles adoptées au droit de la tour de prise amont :

◆ adoucissement des pentes talus dans les matériaux latéritiques, compatible avec la topographie des lieux ;

◆ mise en place à l'avancement d'un cordon stabilisateur en enrochement en pied de talus, permettant en outre un drainage efficace des matériaux latéritiques.

La tenue de ces excavations en phase de travaux, durant les saisons des pluies, et après passage des débits transités par l'évacuateur lors du premier remplissage de la retenue a confirmé le bien-fondé des dispositions adoptées.

MISE EN SERVICE DE L'AMÉNAGEMENT

Les travaux de génie civil ont démarré en janvier 1996 et ont été réceptionnés à la fin décembre 1999.

Le remplissage de la retenue a débuté le 24 avril 1999 et s'est achevé le 15 septembre 1999, date à laquelle la cote de retenue normale à 350 a été atteinte. La mise en eau de la conduite d'amenée est intervenue le 5 octobre 1999 après achèvement de la peinture du blindage. La production d'électricité a débuté le 15 novembre 1999 en s'adaptant aux impératifs des différents essais. L'évacuateur de crue a cessé de déverser le 1er décembre 1999 dans la mesure où depuis cette date les débits turbinés sont supérieurs aux apports.

taken were similar to those for the excavations for the intake tower :

◆ flattening of the cutslopes in the lateritic soil, in keeping with the shape of the natural ground line ;

◆ progressive installation of a stabilizing 'windrow' of rockfill at the foot of the slope, with the added advantage of providing efficient drainage of the lateritic soil.

The excavations held up throughout the construction phase, during the rainy season and after discharge of spillage from the spillway during first impounding, confirming that the remedial measures taken were entirely appropriate.

COMMISSIONING OF THE PROJECT

Civil works for the project began in January 1996 and were accepted at the end of December 1999.

Impounding began on 24th April 1999 and was completed on 15th September 1999 when the reservoir reached Full Supply Level (El. 350). The headrace tunnel was filled on October 5th 1999 once the steel lining had been painted. Power production began on 15th November 1999, concurrently with the various tests around which production was adapted. The spillway stopped discharging on 1st December 1999 since turbine discharge has been greater than inflow since that date.

The start of semi-industrial operation was declared on 15/11/99 (Unit 1), 28/11/99 (Unit 2), and 01/02/00 (Unit 3). Power production reached 106 GWh at the end of March 2000 (i.e. 40 % of the figure for an average year) after 4.5 months of operation, including the powerhouse commissioning test period (photo 5).

Monitoring of the dam and its appurtenant works reveals the overall operating performance of the scheme to be entirely satisfactory.

The greater part of the Environment and Resettlement Programme has been implemented. The 14 villages have been rebuilt and the 2,100 people have been relocated. The various accompanying measures – creation of water supplies (17 boreholes, 6 wells, and 2 equipped springs), 80 km of rural tracks and deviations, 7 schools, and 4 health centres, agricultural guidance services, and indemnification of displaced persons – have been carried out.

Special emphasis was put on training the operating staff more than one

Les débuts des marches semi-industrielles ont été prononcées les 15 novembre 1999 (Groupe 1), 28 novembre 1999 (Groupe 2) et 1er février 2000 (Groupe 3). La production d'électricité atteint 106 GWh à la fin mars 2000 (soit 40 % d'une année moyenne) après 4,5 mois de fonctionnement incluant les essais de mise en service de l'usine (photo 5).
L'auscultation du barrage et de ses ouvrages annexes montre un comportement d'ensemble parfaitement satisfaisant de l'aménagement en service.
Le programme "Environnement et réinstallation des populations déplacées" est substantiellement achevé. Les quatorze villages sont reconstruits et le déménagement des 2100 personnes déplacées est effectif. Les différentes mesures d'accompagnement sont achevées. Il s'agit de la réalisation de points d'eau (17 forages, 6 puits et deux aménagements de sources), de 80 km de pistes rurales et de contournement, de 7 écoles et 4 postes de santé, de l'encadrement agricole et de l'indemnisation des populations déplacées.
Un effort particulier a été développé pour la formation de l'exploitant et mis en place plus d'un an avant la mise en service. L'équipe en place qui a assisté au montage et aux essais de l'ensemble des équipements exploite de manière autonome cet aménagement qui est le plus important de Guinée.

year ahead of commissioning. The team running the scheme – Guinea's biggest – participated in the erection and testing of all the equipment and is operating the project without outside assistance.

Photo 5
Vue de l'usine
Powerstation

RESUMEN ESPAÑOL

Aprovechamiento hidroeléctrico de Garafiri, (República de Guinea)

J.-L. Cervetti, J. Teyssieux y J.-D. Mechali

El aprovechamiento de Garafiri consiste en un proyecto hidroeléctrico de 200 millones de US$ cuyas obras han dado comienzo en enero de 1996 y fueron terminadas en diciembre de 1999. El emplazamiento de la presa está ubicado sobre el río de Konkoure, a 160 km al noreste de Conakry.
La presa está formada por un dique de tierra laterítica, de 80 m de altura, que origina un embalse de 1 600 hm³. La central está dotada de tres turbinas Francis, de una potencia total de 80 MW. La producción de promedio de este aprovechamiento se eleva a 264 GWh y la puesta en funcionamiento del primer grupo tuvo lugar en noviembre de 1999.
Un aliviadero permite el paso de la avenida decamilenaria de un caudal de 2 100 m³/s. El proyecto ha precisado el desplazamiento de 2 100 personas, que han dado lugar a la aplicación de medidas adecuadas de realojamiento.
La responsabilidad técnica contractual de los 12 contratos de ejecución ha estado a cargo de Coyne et Bellier/EDF.

摘要文字

几内亚卡哈飞赫水电工程

J.-L. Cervetti, J. Teyssieux, J.-D. Mechali

卡哈飞赫水电治理工程的总投资为200万美元，工程于1996年1月开始，于1999年12月完工。坝址位于孔孔合河，距孔那克日东北160公里。

坝的封口由一80米高的土堤组成，库容量为16亿立方米。

发电站装备了3台法国机组，发电容量达80兆瓦。枢纽的平均发电量为2640亿瓦小时。1999年11月第一台机组正式发电。洪水排放量为每秒2100立方米的千年一遇洪水。

工程需要迁移2100个人口，并由此所采取的相关措施。12个工程合同的业主为COYNE ET BELLIER公司。

Les barrages en BCR de hauteur moyenne
Point de vue d'un entrepreneur

Medium height dams using RCC
A building contractor's point of view

Plusieurs barrages en BCR ont été réalisés en France entre les années 1988 et 1996. Cette période coïncide avec le déroulement du projet national BaCaRa consacré à ce sujet et dans lequel toute la profession française s'est investie pour aboutir à des Recommandations qui s'imposent aujourd'hui en France.
La société Ballot, puis Fougerolle-Ballot aujourd'hui filiale du groupe Eiffage ont participé aux réalisations des barrages du Riou, puis celui de Petit-Saut et enfin celui du Sep.
L'expérience retirée de ces réalisations paraît intéressante à présenter avec un recul de quelques années et dans un contexte ou le BCR semble prendre un virage vers un matériau béton plus sophistiqué qui ne correspond pas à l'optimisation de cette technique telle que vue par les entrepreneurs pour les ouvrages de dimensions moyennes.
L'objet de cet article est de rappeler les éléments importants qui ont permis au BCR de remettre d'actualité les barrages poids en béton en les rendant à la fois compétitifs avec les barrages en remblai et en développant une technique fiable et garantissant la robustesse des réalisations des barrages de ce type.

Several dams were built in France using RCC between the years 1988 and 1996. This period coincided with the development of the National Project called BaCaRa which was devoted to this subject and in which the whole of the French profession was involved in order to draw up the Guidelines that are now in force in France today.
Amongst these works, the Riou dam, then the one in Petit-Saut and finally that of Sep were built in joint venture by the Company called Ballot, then called Fougerolle-Ballot now subsidiaries of the Eiffage Group. The experience gained from these constructions would seem to be interesting to be presented even with a delay of several years and in a context in which RCC seems to be taking a turn towards a more sophisticated concrete material which does not correspond to the optimisation of this technique as envisaged by the building contractors.
The purpose of this article is to recall the main elements which allowed RCC to put dams heavy in concrete back into the headlines by making them both competitive with dams built with earth fill and by developing a reliable technique and guaranteeing the robustness of the constructions for dams of this type.

■ PRÉSENTATION

La population des barrages en BCR, telle que répertoriée sur 190 réalisations achevées dans le monde à fin 1996, fait apparaître l'importance du nombre des ouvrages de hauteur moyenne, c'est à dire les barrages en BCR de moins de 45 m, qui représentent de l'ordre de 40 % des ouvrages recensés dans le monde et plus de 55 % pour l'Europe (figures 1 et 2).
Ce domaine justifie une approche particulière, différenciée de celle des ouvrages exceptionnels qui mobilisent, lors de leur réalisation, un encadrement important et des essais préalables conséquents, en rapport avec l'ampleur de tels projets. Pour les ouvrages courants, des solutions robustes, simples et économiques doivent être privilégiées.
Les réalisations françaises s'inscrivent dans ce domaine (plus de 70 % des ouvrages recensés). Un projet national a été mené de 1988 à 1996 en France en s'appuyant sur ces réalisations. Nous reprenons ici quelques conclusions de ce projet qui nous paraissent importantes pour l'avenir

■ INTRODUCTION

The number of dams built using RCC, as itemised from the 190 works completed in the world by the end of 1996, highlights the size of the number of medium height works, that is to say, the dams using RCC less than 45 metres, which represent around 40 % of the works recorded in the world and over 55 % for Europe (figures 1 and 2).
This field justifies a specific approach, different from that for the special works which involve, at the time of their construction, a large management staff and hence the resulting obligatory tests, with respect to the size of such projects. For normal works, robust, simple and economic solutions must be encouraged.
French constructions come within this domain (over 70 % of the works surveyed). A national project was carried out from 1988 to 1996 in France based on these works. Here we include some of the conclusions from this project which would appear to be important for the promising future of this type of work, whilst illustrating it using three works performed by our Group.

Michel Guerinet
DIRECTEUR SCIENTIFIQUE
SCIENTIFIC MANAGER
Eiffage Construction

Dams built using RCC over 15 metres high completed by the end of 1996

Height	Total No.	%	cumulated	ountry No	Japan	China	USA	Spain	South Africa	Australia	Brazil	orocco	France	Mexico	Canada	Romania	Others	Europe	cumulated %
15	NR	NR	0.0	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	0.0
25	21	11.1	11.1	9	0	0	9	3	3	1	0	1	1	0	1	1	1	5	15.6
35	31	16.3	27.4	11	0	3	3	7	4	5	4	1	1	0	0	1	2	10	46.9
45	24	12.6	40.0	10	1	3	8	0	1	2	1	2	3	2	1	0	0	3	56.3
55	26	13.7	53.7	10	2	3	6	4	4	1	1	1	2	2	0	0	0	6	75.0
65	18	9.5	63.2	5	3	8	0	3	0	0	1	3	0	0	0	0	0	3	84.4
75	16	8.4	71.6	8	8	2	1	1	1	0	1	0	0	0	0	0	2	1	87.5
85	14	7.4	78.9	6	5	4	0	2	0	0	0	1	0	0	0	0	2	2	93.8
95	9	4.7	83.7	4	3	4	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	96.9
105	11	5.8	89.5	6	6	1	0	0	0	0	1	0	0	1	0	0	2	1	100.0
115	9	4.7	94.2	4	4	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	0	100.0
125	5	2.6	96.8	4	2	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	0	100.0
135	2	1.1	97.9	1	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	100.0
145	1	0.5	98.4	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	100.0
155	0	0.0	98.4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	100.0
165	2	1.1	99.5	1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	100.0
175	0	0.0	99.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	100.0
185	0	0.0	99.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	100.0
195	1	0.5	100.0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	100.0
	190				36	34	28	20	13	9	9	9	7	5	2	2	16	32	

Dams built using BCR over 15 metres and less than 45 metres in height completed by the end of 1996

Height	Total No.		accumulated	ountry No	Japan	China	USA	Spain	South Africa	Australia	Brazil	orocco	France	Mexico	Canada	Romania	Others	Europe	cumulated %
15 to 44	76		40.0	15	1	6	20	10	8	8	5	4	5	2	2	2	3	18	56.3
					2.8%	17.6%	71.4%	50.0%	61.5%	88.9%	55.6%	44.4%	71.4%	40.0%	100.0%	100.0%	18.8%		

Figure 1
Barrages en BCR de plus de 15 m achevés à fin 1996

Dams in RCC over 15 m tall completed by the end of 1996

prometteur de ce type d'ouvrage, en les illustrant à travers trois réalisations de notre groupe.

LES BARRAGES EN BCR DE TAILLE MOYENNE

Importance des dimensions des aires de travail pour l'atelier BCR

Le coût de la réalisation des ouvrages de hauteur moyenne est sensible au dégagement des aires de travail. En effet, ce sont des ouvrages où les contraintes apportées par les limites des zones de mise en place du BCR sont importantes du fait de l'augmentation du ratio surfaces de raccordement sur volume du béton due à la faible hauteur du barrage (contacts avec les rives, parements amont et aval, ouvrages intégrés) (photo 1).

MEDIUM-SIZED DAMS USING RCC

Importance of the dimensions in the work areas for the RCC workshop

The cost of performing average height works is dependent on the clearance of the working areas. In fact, these are works in which the constraints imposed by the limitations of the areas for laying the RCC are important due to the fact of the increase in the ratio between the connecting surfaces and the volume of concrete due to the low height of the dam (contacts with the banks, upstream and downstream faces, integrated works) (see photo 1).

Hence it is important to be sure to handle with care the areas for using the machinery provided as far as possible. In particular, a minimum size for the movement of the machinery must be adhered to in order to improve the costs of the laying. The experience gained in France leads us ▶

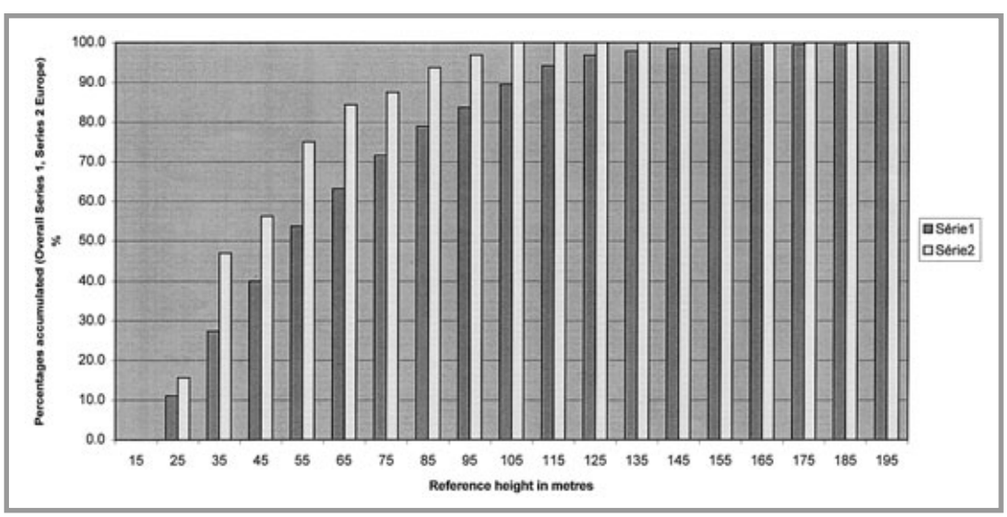


Figure 2
Pourcentage global d'ouvrages de hauteur inférieure à la hauteur de référence

Overall percentage of works with a height lower than the reference height

Photo 1
Barrage du Sep. Aire de travail et mur amont monté en avance
Sep dam. Work area and upstream wall built in advance

Photo 2
Barrage du Riou. Couverture de la tranchée de la galerie par des dalles préfabriquées
Riou dam. Cover for the stretch of the gallery using pre-cast slabs

Il est alors important de veiller à ménager des aires d'évolution des engins dégagées au maximum. En particulier une dimension minimale pour la circulation des engins doit être respectée pour améliorer l'économie de la mise en œuvre. L'expérience acquise en France conduit à préconiser des surfaces de 500 m² au minimum avec une dimension ne devant pas descendre en dessous d'une largeur minimale, tant en partie basse qu'en partie haute, afin de favoriser l'évolution de l'atelier de mise en place du BCR.
Cela conduit, en particulier, à prévoir des crêtes de barrage d'une largeur de l'ordre de 7 m, ou à recourir à des solutions différentes pour réaliser la partie supérieure du barrage. Le contact avec les fouilles doit également être étudié pour disposer d'une aire de démarrage du BCR présentant une surface suffisante pour que soit garantie la qualité des premiers BCR mis en place dans la partie basse du barrage, zone la plus sensible de l'ouvrage.
Le barrage du Riou a posé des problèmes de réalisation en partie supérieure limitée à 5 m de largeur. Cette largeur a été portée à 7 m pour le BCR de crête à Petit-Saut. Le surcoût de matériau a été compensé par la facilité de réalisation. Au barrage du Sep, le choix de remonter la ligne de raccordement entre pente avale et parement vertical pour le positionner au niveau de la retenue normale a permis de réaliser la crête sans avoir recours à du BCR.
Les mêmes raisons conduisent à rechercher des solutions de réalisation des galeries ne ralentissant pas les cadences de mise en œuvre. Au barrage du Riou, elles ont été terrassées à la pelle dans le BCR frais, au barrage du Sep, elles ont été réalisées en remaniant le BCR au droit des galeries transversales juste après sa mise en œuvre, puis en l'excavant à la pelle par la suite et, dans les deux cas en utilisant des plaques préfabriquées de couverture permettant d'enchaîner la mise en place du BCR pratiquement sans ralentissement (photo 2). Pour les galeries longitudinales, le choix de les réaliser à l'avance à Petit-Saut et de les épauler au mur amont au barrage du Sep s'est avéré une option très intéressante.

Conséquences des fortes cadences de montée du BCR

Des ouvrages de hauteur moyenne se prêtent, du fait des surfaces de couche réduites, à des cadences rapides de montée. La mise en place de trois couches de BCR par jour a pu être réalisées au barrage du Riou par exemple.

to recommend surfaces of 500 square metres at least with a size which show not drop below a minimum width, both at the bottom part and at the top part, so as to aid the progress of the workshop for laying the RCC.
This also leads us, in particular, to plan for crests for dams with a width of around 7 metres, or to resort to different solutions for building the upper part of the dam. The contact with the excavations must also be studied in order to obtain an area for starting the RCC that will have enough surface are so that the quality of the first layers of RCC laid in the bottom part of the dam will be guaranteed, which is the most sensitive zone in the works.
The Riou dam posed some problems for construction at the top part which was limited to a width of 5 metres. This width was extended to 7 metres for the RCC on the crest at Petit-Saut. The extra expense for the material was compensated by the ease of the construction. At the dam for the Sep, the choice of raising the connecting line between the downstream slope and the vertical face to place it at the level of the normal reservoir allowed us to build the crest without having to resort to RCC.
The same reasons led us to look for solutions for building the galleries so as not to slow down the rates for laying the concrete. At Riou the dam, they were built up on terraces by shovel using fresh RCC, at the Sep dam, they were built by moving the RCC to the place of the crossways galleries just after it was mixed, then it was dug out by hand afterwards and, in both cases pre-cast slabs for covering were used which allowed the laying of the RCC to be carried on at the same time practically without slowing down the works (photo 2). For the lengthways galleries, the choice for building them at the work face for Petit-Saut and to support them against the upstream wall at the Sep dam is deemed to be a highly interesting option.

Consequences of the fast rates for laying the RCC

Medium height works lend themselves, due to the fact that the surfaces of each layer are small, to fast rates for laying. The laying of three layers of RCC per day was possible at the Riou dam, for example. This speed for laying leads us to look for binders that are hardly exothermal, when laid in small amounts. The minimum content in fines needed for a good quality of RCC is then obtained either using natural fines from the aggregates, or by using quarry fine which may or may not participate in the setting.

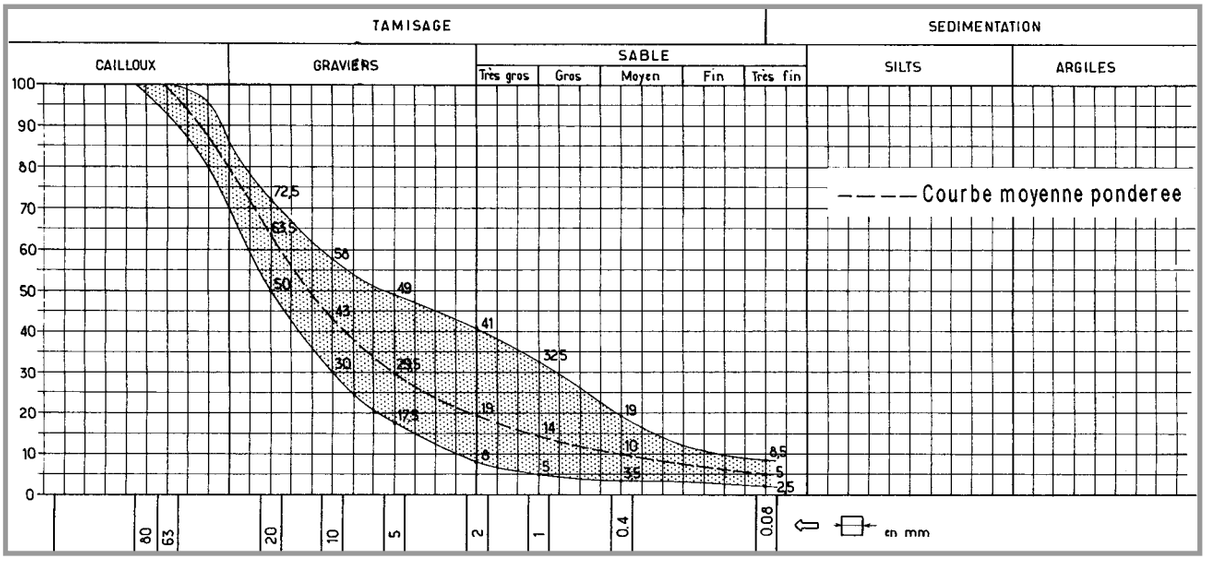


Figure 3
Barrage du Riou. Fuseau granulométrique

Riou dam. Grading envelope

Cette rapidité de mise en place conduit à rechercher des liants faiblement exothermiques, mis en œuvre à des dosages réduits. La teneur minimale en éléments fins nécessaire à une bonne qualité du BCR est alors obtenue soit par les fines naturelles des granulats, soit par des éléments fins d'apport qui peuvent ou non participer à la prise.
La prise différée du liant et la montée rapide du BCR conduisent à une certaine prudence sur la raideur du parement aval afin de garantir sa tenue lors du compactage. En l'absence de soutènement, tel que le béton extrudé retenu au Riou du fait d'un parement très raide, mais dont le coût a eu une forte incidence sur ce projet de taille modeste, un fruit de 0,8 semble un minimum avec des granulats concassés et il doit être porté à 0,9 avec du roulé. Pour le barrage du Sep, la cadence de montée en période froide a conduit à armer le BCR aval (solution inspirée de la terre armée).

Séparation des ateliers BCR et béton classique

La rapidité de mise en place du BCR et la nécessaire précision exigée par les parties coffrées ont posé des problèmes de réalisation au barrage du Riou. C'est pourquoi, sur les barrages du Sep et de Petit-Saut, des solutions ont été étudiées pour séparer ces deux ateliers. Dans les deux cas, la réalisation d'un mur en béton armé monté à l'avance s'est avérée intéressante et a permis l'intégration d'un drainage efficace vis-à-vis du risque dû aux éventuelles eaux d'infiltration.
A Petit-Saut, c'est l'agressivité des eaux de la retenue qui a justifié cette disposition. En effet, le pH des eaux de la retenue pouvait descendre aux environ de 5 et la limitation du nombre des reprises pour un ouvrage en béton armé associées à un dosage majoré du ciment dans la partie amont du barrage apportaient une réponse intéressante au problème posé. Sur le barrage du Sep, c'est la nécessité de prendre en compte un séisme important qui a pu être satisfaite par un mur en béton armé, compte tenu de la localisation amont des zones tendues résultant des effets de ce type de sollicitation pour un ouvrage de hauteur moyenne.
Pour ces trois ouvrages, la séparation entre les impératifs d'étanchéité et les exigences mécaniques auxquelles devait répondre le matériau BCR se sont révélées des options intéressantes. En effet, la résistance du BCR n'est pas un critère dimensionnant pour ces hauteurs limitées de barrage. En séparant les deux exigences pour cette gamme d'ouvrage, une souplesse certaine est apparue pour la définition du matériau BCR, dont seule la durabilité exige un dosage minimum en liant, mais qui doit être accompagné de dispositions adaptées pour le traitement du parement aval. C'est ainsi qu'au barrage du Riou, un tout-venant simplement écrêté à 63 mm a pu être utilisé (figure 3).
Pour ces ouvrages moyens, il est important de veiller à une conception du matériau BCR permettant d'utiliser des matériels de production standards qui favorisent l'économie du projet. Les centrales de production du béton en continue de type routier sont intéressantes car elles permettent de répondre au besoin d'une production continue de débit adapté.

The delayed setting for the binder and the fast laying of the RCC lead to precautions being taken with regards to the stiffness of the downstream face in order to ensure its holding at the time of the compacting work. When there is no support, such as the case of the extruded concrete chosen at the Riou dame due to the fact that the face was very stiff, but the cost of which had a great effect on this modest sized project, a yield of 0.8 seems to be the minimum with crushed aggregates and it must be raised to 0.9 with roller compacted concrete. For the dam for the Sep, the rate of cold weather laying led us to reinforce the downstream RCC (a solution based on reinforced fill).

Separation of the RCC and classic concrete production sites

The speed of laying the RCC and the necessary accuracy demanded by the formwork parts posed problems for building at the Riou dam. That is why, on the dams for the Sep and Petit-Saut, solutions were studied for separating the two types of production sites. In both cases, the building of a wall in reinforced concrete laid on the work face was deemed to be interesting and allowed the integration of efficient drainage vis-à-vis the risk due to possible seepage.
At Petit-Saut, it was the aggressive nature of the water in the reservoir which justified this arrangement. In fact, the pH level of the water in the reservoir could drop to around 5 and the limitation on the number of shorings for works using reinforced concrete associated with a larger percentage of cement in the upstream part of the dam provided an interesting answer for the problem posed. On the Sep dam, it was the need to take into account a strong earthquake which we were able to satisfy by using a reinforced concrete wall, taking into account the upstream location of the areas laid that are the result of the effects of this type of request for average height works.
For these three works, the separation between the requirements for waterproofing and the mechanical demands that the RCC had to meet were shown to be interesting options.
In fact, the resistance of the RCC is not a design criterion for these dams with a limited height. By separating the two requirements for this range of works, a certain amount of leeway was granted for defining the RCC material, for which only the hardness requires a minimum amount of binder, but which must be accompanied by arrangements adapted for the treatment of the downstream face. That is why at the Riou dam, a non-graded aggregate simply crushed to 63 millimetres could be used (figure 3).
For these average-size works, it is important to look after the design for the RCC material, which will allow standard production materials to be used which help to cut down costs for the project.
The production units for the continuous concrete of the road type are interesting because they allow us to meet the need for continuous production with an adjustable flow rate. Nevertheless, it is necessary to limit the ▶

Photo 3
Petit-Saut. Découpage des joints à la lame vibrante

Petit-Saut. Cutting of the formwork with chainsaw

Figure 4
Poids des constituants pour différents type de BCR envisageables et comparaison avec un béton conventionnel de barrage-poids

Weights of the items for different types of RCC that may be planned for and comparison with conventional concrete for dam-weight

(Table taken from the work published by the National Project BaCaRa 1988-1996)
Costs based on a classic site in France for plain concrete
The cost of each m³ of mixed concrete is assumed to be equal to 100.
The prices for each m³ of RCC therefore ranges between 42 and 84 % of the price of the mixed concrete

ITEMS	CONVENTIONAL MIXED CONCRETE REFERENCE	TYPE OF RCC						VARIATIONS WHEN LAYING DEPENDING ON THE TYPES OF EXTREMES
		PRE-CAST (PRCC)		RUSTIC (or Hard Fill RDSM)		INTERMEDIARY		
Graded aggregates including stocks	27	29	35%	16	38%	27	42%	1 to 2 (apart from the sizeable variations that exist depending on the sites)
Binders including additives	32	26	31%	12	29%	17	26%	1 to 2
Manufacture - Transport	16	10	12%	6	14%	7	11%	Hardly changes according to the type (apart from the sizeable variations that exist depending on the site)
Laying on site	13	4	5%	4	10%	4	6%	Hardly changes according to the types with the conditions for laying adapted
Treatment between layers	4	8	9%	1	2%	6	9%	Depends on the specifications : around 1 to 8
Formwork or jointing	6	3	3%	1	2%	2	3%	Depends on the specifications and not on the type
Control	2	4	5%	2	5%	2	3%	Depends on the specifications and not on the type
Total cost	100	84	100%	42	100%	65	100%	1 to 2 depending on the type of RCC

HYPOTHESES TAKEN INTO ACCOUNT FOR THE EXTREMES

Aggregates : Mixed and pre-cast RCC : 5 kinds of crushed aggregates and ground or rolles sands - RDSM : sieved non-graded aggregate
Binders : Pre-cast RCC : 125 kg of cement + 125 kg of fly ash - RDSM : 60 kg of cement + 30 kg of fly ash
Supplies : Using dumpers for all three types of RCC - With a crane for the mixed concrete
Treatment between layers : Pre-cast RCC : shoring treated with mortar - RDSM : negligible

Il faut cependant limiter alors le diamètre maximal des granulats à des valeurs de 50 à 63 mm maximum pour répondre aux exigences de résistance de ce type de matériel.
Par ailleurs, la réalisation d'une étanchéité amont séparée permet la réalisation de joints simplifiés dans le corps du barrage en BCR. C'est ainsi que le barrage du Riou a pu ne pas être muni de joints grâce à la membrane souple Carpi simplement tendue à l'amont. Pour les ouvrages du Sep et de Petit-Saut, les joints ont pu être découpés avec une lame vibrante sur 50 % de la section, ménageant ainsi une section suffisamment affaiblie pour localiser la fissure de retrait dans le plan des joints du mur amont (photo 3).

maximum diameter for the aggregates to readings of 50 to 63 millimetres at the most in order to meet the demands fro the resistance of this type of material.
In addition, the execution of a separate upstream waterproofing allows simplified joints in the body of the dam to be produced using RCC. That is why the dam for Riou did not have to use joints thanks to the soft Carpi sheeting which was simply laid upstream.
For the works for the Sep and Petit-Saut dams, we were able to cut the joints with a chainsaw over 50 % of the section, thus giving us a section small enough to locate the contraction crack on the plane of the joints for the upstream wall (photo 3).

Quelques considérations économiques

L'étude des réalisations françaises a permis d'établir le tableau d'analyse économique ci-joint (figure 4). Si ce tableau ne doit être considéré que comme simplement indicatif, il y apparaît cependant que 30 % à 35 % du coût de l'ouvrage ne dépendent pas du matériau BCR mais de la facilité d'exécution de la solution retenue, en particulier :

◆ l'optimisation passe, pour ces ouvrages, par un corps de barrage homogène et par le regroupement des ouvrages annexes hors zone de mise en place du BCR ;

◆ les formes compliquées, les accès limités, les raccordements de parties d'ouvrage sont des sources de surcoût à éviter.

Il faut mener une réflexion proche de celle des barrages en terre pour améliorer l'économie de ce type d'ouvrage. En dessous de 700 m² de surface disponible, les surcoûts d'évolution du matériel de mise en œuvre du BCR deviennent non négligeables.

Les solutions à développer doivent être guidées par les différents types

Some financial considerations

The study of the French constructions allowed us to draw up the enclosed financial analysis table (figure 4). Even though this table is only to be taken into account for the purposes of information, nevertheless it does appear from it that 30 % to 35 % of the cost of the works do not depend on the RCC material, but on the ease of performance for the solution selected, in particular :

◆ the optimisation requires, for these works, a homogeneous dam body and the grouping of the support works away from the area for laying the RCC ;

◆ the complicated shapes, the limited access, the connections for the different parts of the works are also sources of extra costs that are to be avoided.

It is necessary to think in terms of something similar to that for dams made of earth fills in order to improve the costs for this type of works. Below 700 square metres of available surface area, the surcharges for producing the material for laying the RCC become important.

SEP DAM

Main characteristics of the dam

- Crest elevation : 503.60 NGF
- vHeight over bedrock : 41 m
- Width at crest : 4 m
- Upstream face : vertical
- Downstream face : 0,80
- Maximum length at bedrock level : 31 m
- Volume of the dam : 60,000 m³ (of which 50,000 m³ in RCC)

Participants

Client
Syndicat Mixte d'Aménagement de la Haute-Morge

Cost for the dam
50 million French Francs

Supervision and works management
Somival

Finance
- Ministry for Agriculture
- Regional Council for Puy de Dôme
- Loire-Bretagne Water Authority

Joint Venture
Bec – Ballot BTP – Colas

RIOU DAM

Main characteristics of the dam

Works
- Height : over bedrock 20.60 maximum, over foundation 26 m
- Crest length : 308 m in straight alignment
- Crest level : 640 NGF
- Face : vertical upstream, sloping downstream at 0.6/1*
- Spillway included in the works over a length of 105 m
- Bottom outlet with 1,5 m in diameter
- Damp-proofing and drainage control gallery at 621.50
- Volume : 45,000 m³

Reservoir
- Levels : RN 638.40 NGF, RE 639.10 NGF
- Project flood level : 110 m³/s

Weather conditions
- Extreme temperatures in a normal year : - 15 °C + 30 °C
- Average annual rainfall 950 mm

Type de rock
Black earth (Marn-limestone)

Participants

Works Management and Client
EDF GRPH Méditerranée

Companies
Ballot and Queyras

* The stability for the whole unit was however comfortable taking into account the shape of the works as a whole

PETIT SAUT DAM

Main characteristics of the dam
- Crest elevation : + 37 (French Guiana)
- Height over bedrock : 47 m
- Width at crest : 8 m
- Upstream face : vertical
- Downstream face : 0.80
- Volume of the dam in concrete : 410,000 m³ (of which 250,000 m³ in RCC)
- Peak rate : 75,000 m³ of RCC/month
- Capacity of the reservoir : 3.5 thousand million m³

Participants

Works Management
EDF DOM

Client
EDF CNEH Services from Marseille in collaboration with the Project Studios SEEE and Mecasol and the EDF Services from TEGG and from the LNH

Companies
Société de Construction du barrage de Petit-Saut (BPS), [Company for the construction of the Petit-Saut dam] Joint Venture Company made up by the following companies : Ballot (principal), Bec, Chantiers Modernes, Dumez, Razel, Spie Batignolles

de BCR imaginables à partir des matériaux disponibles localement. Cela nécessite une approche pragmatique large pour chaque ouvrage :
◆ en évaluant le coût du barrage à volume minimal correspondant aux impératifs du site ;
◆ en étudiant la solution correspondant au BCR le plus économique envisageable pour le site, sachant que le coût des surépaisseurs de matériau est souvent inférieur d'au moins 20 % à 30 % à celui du BCR du corps de l'ouvrage.
A ces deux approches, il faut bien sûr intégrer le coût de maîtrise d'œuvre correspondant qui peut être très variable d'une solution à l'autre. Finalement, la fourchette de variation du coût du matériau BCR peut être de 1 à 2 suivant :
◆ l'exploitation retenue pour les gisements de granulats disponibles et le type de traitement envisagé ;
◆ la conception retenue pour le barrage.

CONCLUSIONS

Les spécificités de mise en place du BCR imposent un certain nombre de dispositions pour les ouvrages courants qui doivent être intégrées à la conception de l'ouvrage dès l'origine du projet. Il est très difficile de définir a priori une solution optimale intégrant le contexte local propre à chaque réalisation. Les trois exemples pris en considération pour illustrer cette particularité, ne montrent qu'une faible partie de la large gamme des solutions disponibles pour approcher le projet le mieux adapté à l'aménagement projeté mais aussi pour dégager l'économie la meilleure pour le projet. C'est dans cette population de barrages, qui représente environ la moitié des réalisations de barrages en BCR comme nous l'avons montré au début de cet article, que les options les plus larges peuvent être envisagées.
La technique du BCR ne peut être ramenée aux seules options de structure et doit intégrer la composante lourde du point de vue économique que constituent les conditions de réalisation.
Il ne faut pas hésiter à définir deux ou trois solutions au stade de l'avant projet et d'en faire évaluer l'ordre de grandeur du coût par des entreprises spécialisées dans ce domaine, si l'on veut aboutir à un optimum économique. Les variantes doivent également être autorisées. En effet, le prix de l'ouvrage résulte de la combinaison d'un grand nombre de paramètres, plus ou moins liés, mais qui ont tous un poids plus ou moins important sur l'économie globale du projet.
En conclusion, ce n'est ni la recherche d'un volume minimal de béton, ni la simple approche d'un matériau de coût unitaire minimal qui doit guider le projet, mais plutôt la meilleure combinaison de l'ensemble des dispositions propres à ces projets intégrant la composante fondamentale que constitue la facilité de réalisation et qui est un paramètre lourd dans le coût de réalisation. Ce domaine échappe à une approche statistique des réalisations existantes du fait de la diversité des solutions possibles. Seul un travail en commun entre le concepteur et l'entreprise peut permettre d'optimiser la solution à retenir pour chaque ouvrage du point de vue de l'économie du projet.

RÉFÉRENCES

[1] - "Le béton compacté au rouleau. Les barrages en BCR". Projet National BaCaRa. *Presses des Ponts et Chaussées*.
[2] - "Nouvelles techniques de réalisation des barrages : le BCR" - B. Bouyge, M. Guerinet, M. Ho-Ta-Khan, A. Jensen et Ch. Lefevre. *Revue de l'énergie*, n° 410 - Mars-Avril 1989.

The solutions to be developed must be guided by the different types of RCC that can be imagined based on the materials available locally. That requires an in-depth pragmatic approach for each individual works :
◆ by assessing the cost of the dam at a minimum volume corresponding the demands of the site itself ;
◆ by studying the solution corresponding to the cheapest RCC that can be envisaged for the site, taking into account that the cost of the excess thickness of the material is often at least 20 % to 30 % less than that for the RCC in the body of the works.
Along with these two approaches, we should of course add the cost of the pertinent works management which may be highly variable from one solution to another. Finally, the range for variation in the cost of the RCC material may be from 1 to 2 as follows :
◆ the running selected for the sources of aggregates available and the type of treatment envisaged ;
◆ the design selected for the dam.

CONCLUSIONS

The specific requirements for laying the RCC impose a certain number of arrangements for normal works which must be included in the design of the works right from the start of the project. It is very difficult to define in advance an optimum solution which includes the local context belonging to each construction. The three examples taken into account to illustrate this specific point, only show a small part of the solutions available for approaching the project that is best adapted to the planned layout but also in order to encourage the best savings for the project. It is in this group of dams, which represents around half of the dams constructed using RCC as we point out at the beginning of this article, that the widest options can be envisaged.
The technique for RCC cannot be limited just to the options for the structure and it must include the important component from the financial point of view that is to say the conditions for their construction. We should not hesitate to define two or three solutions at the draft project stage and have the size of the cost evaluated by firms specialising in this field, if we want to end up with the financial optimum price. Variations must also be allowed. In effect, the price of the works is given by the combination of a very large number of parameters, that are more less interlinked, but which all have a greater or lesser impact on the overall price for the project.
In conclusion, this does not mean just the search for the minimum volume of concrete, or the simple approach for a material with a minimum unit cost which must guide the project, but rather the best combination of the set of arrangements involved in these projects including the fundamental component which is the simplicity of the performance and which is a predominant parameter in the cost for the construction. This domain goes beyond the statistical approach for existing constructions due to the diversity of the possible solutions. Only when the designer and the company work together can they optimise the solution to be selected for each works from the point of view of the price of the project.

REFERENCES

[1] - "Roller-compacted concrete ; Dams using RCC" - BaCaRa National Project - *Presses des Ponts et Chaussées.*
[2] - "New techniques for building dams : RCC" by Bernard Bouyge, Michel Guerinet, Michel Ho-Ta-Khan, Alain Jensen and Christian Lefevre. No. 410 March - April 1989 - *Revue de l'énergie.*

[3] - "Le barrage du Riou : une approche des BCR" rustiques"" - G. Garnier et M. Guerinet - Revue *Travaux*, n° 665 - mai 1991.
[4] - "Experience with the construction of the Riou Dam" - A. Goubet et M. Guerinet - Février 1992 - *Water Power and Dam Construction*.
[5] - "Le béton compacté au rouleau du barrage de Petit-Saut" - J. Dussart, Cl. Bessiere, M. Robino et M. Guerinet - N° 688 juin 1993 - Revue *Travaux*.
[6] - "Le barrage du Sep en BCR" - J. Clerin, M. Girard, B. Chapron, Ch. Bera, Th. Theodore et M. Guerinet - Revue *Travaux*, n° 702 - Octobre 1994.

[3] - "The Riou dam : An approach to "rustic" RCC, by Georges Garnier and Michel Guerinet - No.665 May 1991 - Revue *Travaux.*
[4] - "Experience with the construction of the Riou Dam" by André Goubet and Michel Guerinet- February1992 - *Water Power and Dam Construction*.
[5] - "Roller-compacted concrete at the Petit-Saut dam ", by Jean Dussart, Claude Bessiere, Michel Robino and Michel Guerinet - N°. 688 June, 1993 - Revue *Travaux.*
[6] - "The Sep dam using RCC" by Jean Clerin, Max Girard, Bernard Chapron, Christian Bera, Thierry Theodore and Michel Guerinet - Revue *Travaux* - N° 702 October 1994.

RESUMEN ESPAÑOL

Las presas de HCR de altura mediana. Punto de vista de un contratista de obras

M. Guerinet

Desde 1988 y 1996 se han construido en Francia varias presas de hormigón compactado mediante apisonadora de rodillo (HCR). Este período coincide con el desarrollo del proyecto nacional BaCaRa, dedicado a este tema y en el cual ha participado intensamente la totalidad de la profesión francesa, para llegar a formular Recomendaciones que, en la actualidad, se imponen en Francia. Entre estas realizaciones, las presas del Riou, así como la de Petit Saut y, finalmente, la presa del SEP, fueron construidas por la empresa Ballot, y a continuación Fougerolles-Ballot, actualmente filiales del grupo Eiffage.
Parece interesante presentar en este artículo la experiencia derivada de estas realizaciones, con un alejamiento de algunos años y en un contexto en que el sistema HCR parece sortear una curva cerrada hacia un material de hormigón más sofisticado, que no corresponde a la optimización de semejante técnica, tal como es apreciada por los contratistas de obras.
El objeto de este artículo consiste en mencionar los elementos importantes que han permitido dar una nueva actualidad a las presas de gravedad de hormigón (HCR) haciendo que sean, simultáneamente, más competitivas por comparación con las presas de tierra y escollera y desarrollando así una técnica fiable capaz de garantizar la solidez de las presas de este género.

摘要文字

法国BCR坝工程总结：承包人的看法

M. Guerinet

在1988到1996年之间，法国修建了好几座BCR坝。这段时间正好与法国全国BCR计划处于同一时期，该计划在于所有从事大坝行业的人员讨论制定今天正在法国使用的行业规范。

在修建的大坝中，赫吴坝，小跳坝及SEP坝是由巴楼公司修建的，后来该公司成为富格合鲁一巴露公司，也就是今天的埃法业集团的分公司。

尽管有几年晚，这些大坝的修建所总结的经验还是值得介绍，总结的内容为BCR坝的修建是向比较成熟的混凝土材料方向发展的拐口，而承包人并不认为该技术是最优的。

本文的目的是回顾所发生的重要事件，这些事件使得BCR坝重新回到现实中的混凝土重力坝，与回填土坝相比具有相当独到之处，同时有必要发展一种可靠技术来保证这类坝修建的稳固。

Construction du barrage en BCR de Tannur en Jordanie

Construction of Tannur RCC dam in jordan

Le barrage de Tannur est situé en Jordanie, dans une vallée profonde débouchant sur la mer Morte. Il s'agit d'un barrage poids en Béton compacté au rouleau (BCR), de 60 m de hauteur. Les conditions climatiques du site sont sévères à deux titres :
- d'une part des températures élevées, rendant la mise en place du BCR difficile à 4 mois et demi par an;
- d'autre part une hydrologie caractéristique des zones arides avec une sécheresse permanente, ponctuée d'épisodes de crues violentes.
Les adaptations du projet en phase d'exécution ont été importantes, justifiées par une amélioration des performances de l'ouvrage et la recherche d'économies :
- modification de la coupe type de l'ouvrage;
- relèvement du niveau de fond de fouille;
- remplacement du béton conventionnel par du "GE-RCC" sur les parements et au contact des fondations;
- modification de la vidange de fond à la fois pour lui permettre de servir de dérivation provisoire et pour réduire les obstacles à la mise en place du BCR;
- creusement de deux galeries de drainage dans l'appui RD.
Commencée le 17 janvier 2000, la mise en place du BCR devrait être achevée au mois de juin de la même année.

Tannur Dam is located in Jordan, in a deep valley opening on the Dead Sea. It is an RCC gravity dam, of 60 m high. The site climatic conditions are hard for two reasons :
- on one hand, high temperatures making placing of RCC difficult for 4 months and a half per year;
- on the other hand, a hydrology typical of desert region with a permanent drought and sporadic violent floods.
The adjustments to the project during the construction stages were very important and necessary in order to improve the performances of the structure and to realise some savings :
- modification of the dam typical section;
- raising the level of the excavation line;
- replacement of the conventional concrete by GE-RCC on the facing and on parts in contact with the foundations;
- modification of the bottom outlet to be used as temporary diversion and also to reduce obstacles at the RCC placing;
- excavation of two drainage galleries in the right bank abutment.
Started on 17th January 2000, the placing of the RCC should be completed in June this year.

■ PRÉSENTATION GÉNÉRALE DU PROJET

Le barrage de Tannur est situé à 150 km au sud de la capitale Amman. Ce barrage est un élément du Southern Ghors Project, constitué également des barrages de Wala et Mujib et d'un système de transfert vers la mer Morte. L'objectif de ce projet est :
◆ le développement touristique (alimentation en eau des hôtels);
◆ le développement industriel (fourniture d'eau aux industries d'extraction de la potasse en particulier);
◆ le développement agricole avec la création de périmètres d'irrigation au sud de la région de la mer Morte.
Bec Frères SA a été retenu par le maître d'ouvrage pour construire le barrage de Tannur à l'issue d'un appel d'offres international, pour lequel 60 entreprises avaient retiré le dossier de préqualification.
Le contrat a été signé le 26 janvier 1999, la durée des travaux étant de 27 mois.

■ GENERAL PRESENTATION OF THE PROJECT

Tannur Dam is located in jordan 150 km South of Amman. This dam is part of the Southern Ghors Project, which also includes Wala and Mujib dams as well as a conveyance system towards the Dead Sea. The aim of this project is :
◆ to develop tourism by supplying water to hotels;
◆ to develop industry and in particular to supply water to the industry of potash extraction;
◆ to develop the agricultural sector with the creation of irrigation perimeters in the Dead Sea Southern region.
BEC Frères S.A. has been awarded the contract after an international tender, for which sixty companies withdrew the prequalification documents.
The contract was signed on 26th January 1999, the duration of works being 27 months.

Bernard Bouyge
INGÉNIEUR EN CHEF
CHIEF ENGINEER
Bec Frères SA

Photo 1
Vue générale depuis l'amont
Upstream general view

GÉOLOGIE, HYDROLOGIE, CLIMATOLOGIE

Géologie générale du site

La fondation rocheuse au droit du site est essentiellement calcaire :
◆ en partie basse, jusqu'à mi-hauteur, elle est constituée de calcaires plus ou moins marneux, avec des passages schisteux et de gypse. Les galeries de reconnaissance ont également confirmé la présence de filons d'argile aux interbancs ;
◆ en partie haute le rocher est un calcaire plus franc, mais très fortement fracturé, ce qui impose, en haut de la rive droite, des profondeurs d'excavation de plus de 25 m.
Le pendage général des bancs est un pendage aval à 20° approximativement.
Le niveau de fondation du barrage prédéfini par le projeteur repose sur deux critères principaux :
◆ résistance en compression simple d'au moins 15 MPa ;
◆ possibilité d'excavation par des "engins normaux".
En fait, ce sont les résultats des essais de perméabilité qui ont conduit au choix du niveau de fond de fouilles, dans la phase projet.
La qualité moyenne du rocher, en fond de vallée, sans amélioration notable avec la profondeur, a conduit le maître d'œuvre à relever de 9 m le niveau des fouilles dans cette zone.
Par ailleurs la région du site est réputée sismique et le barrage a fait l'objet d'une étude de stabilité dynamique avec comme hypothèses : "*operating basis earthquake*" de 0,2 g et "*maximum credible earthquake*" de 0,51 g.

Géologie de la carrière

La carrière est située dans la retenue, à environ 1 km du barrage, dans un étage bien connu en Jordanie comme étant un calcaire plus ou moins marneux, plus ou moins dolomitique et pouvant présenter une teneur élevée en silex. Cette carrière n'a pas fait l'objet de reconnaissances dans la phase projet.

Hydrologie

L'étude hydrologique repose sur des enregistrements pluviométriques en 9 stations sur des durées variant de 14 à 34 ans et sur les enregistrements incomplets fournis par une station de jaugeage à l'aval du barra-

GEOLOGY, HYDROLOGY, CLIMATE

General Geology of the site

The rock foundation is mainly limestone :
◆ in the lower part and up to mid-height, it is composed of limestone more or less marly, with schistous and gypseous passages. Adits confirmed the presence of clayey seams between beds ;
◆ in the higher part, the rock is a stronger limestone, but very fractured, which imposes on the top of the right bank, excavation depths of over 25 m.
The general dip of the beds is a downstream dip of approximately 20°.
The foundation level of the dam as specified by the designer lies on two main criteria :
◆ compressive strength of at least 15 MPa ;
◆ possible excavation with "normal plant".
(In fact, the results to the permeability trials led to the choice of the excavation level, in the project stage).
No noticeable depthwise improvement of the average rock quality at the bottom of the valley led the Engineer to raise by 9 m the excavation level in this area.
Moreover, the area is thought to be seismic and a study of dynamic stability was done with the following assumptions : an operating basis earthquake of 0.2 g and a maximum credible earthquake of 0.51 g.

Geology of the quarry

The quarry is located in the storage area at about 1 km upstream of the dam, in an area known in Jordan for its limestone more or less marly, more or less dolomitic and showing a high content in chert. No reconnaissance were realised at project stage.

Hydrology

The hydrological study lies on the rain records taken in 9 stations on durations varying from 14 to 34 years and on incomplete records on a 27 years duration, supplied by a calibration station located upstream of the dam. The study also takes into account morphological and climatological differences between the desert region and the steeper area of valleys leading to the Dead Sea. For a 2160 km^2 catchment area, the study gives :
◆ a PMF flood of 3080 m^3/s ;

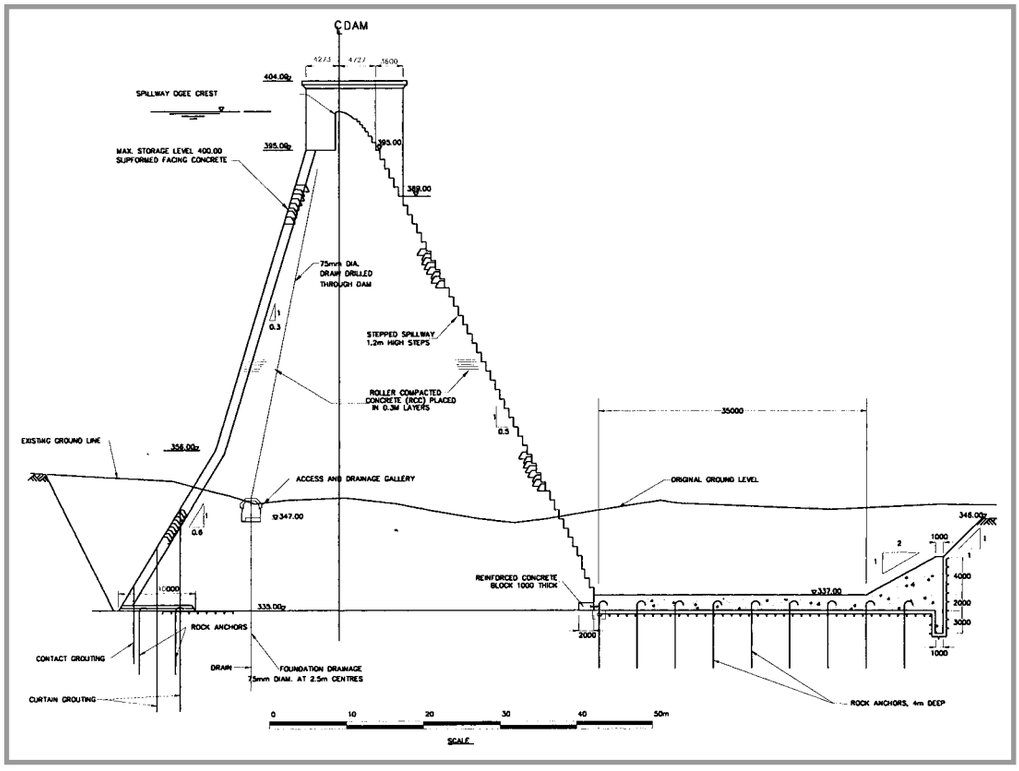


Figure 1
Projet à l'appel d'offres
Project at the tender

ge sur une durée de 27 ans. L'étude prend en compte également les différences morphologiques et climatologiques existant entre la zone désertique et la zone plus escarpée des vallées descendant vers la mer Morte. Pour un bassin versant de 2160 km² l'étude conclut à :

◆ une crue PMF de 3080 m³/s ;

◆ une crue décamillénale de 1230 m³/s.

La crue de chantier (vingtenale) étant estimée à 350 m³/s. Cette crue est d'une durée de 24 heures environ, le pic arrivant à 7 heures. La période d'occurrence des crues se situe entre novembre et avril.

Climatologie

Le barrage est à la cote 400 m, entre les plateaux à la cote 1000/1100 m et la mer Morte à la cote – 400 m. Ces conditions expliquent que la vallée est très ventée. Les conditions climatiques sont sévères, du type désertique. En saison chaude (de mai à septembre) les températures dépassent 43 °C, mais peuvent être négatives (jusqu'à - 5 °C en hiver). La pluviosité est faible, de 63 mm à 123 mm sur le bassin versant. Il faut noter que la neige (5 cm) tombe chaque année pendant quelques jours. L'humidité relative est faible, comprise entre 40 et 65 %.

■ DESCRIPTION DU PROJET

Le barrage de Tannur est un barrage poids en BCR, dont le projet a fortement évolué entre l'appel d'offres et les travaux, sous l'effet de la collaboration du maître d'œuvre des travaux et de l'entreprise ayant pour objectif commun l'optimisation de l'ouvrage.

Le barrage

A l'appel d'offres : la coupe type (figure 1) présente les caractéristiques essentielles du barrage :

◆ un parement amont à trois pentes (0,6H/1V en partie basse puis 0,3H/1V et enfin vertical en partie haute) ;

◆ un parement aval à deux pentes (0,5H/1V puis vertical sur la partie haute) ;

◆ des parements réalisés en béton extrudé ;

◆ des joints de parement amont (dans le béton extrudé) extrêmement sophistiqués (et onéreux).

◆ a 10000 year flood of 1230 m³/s,

the construction flood (twenty years) being estimated at 350 m³/s. The duration of this flood is about 24 hours with a peak after 7 hours. Floods usually occur between November and April.

Climate

The dam is at level 400 m, between plateaux at level 1000/1100 m and the Dead Sea at level - 400 m. That is the reason why the valley is very windy. Climate conditions are very hard, desert type. During the hot season (From May to September), temperatures exceed 43 °C, but can also be negative (down to - 5 °C in winter). Rainfall is low, from 63 mm to 123 mm on the catchment basin. It has to be pointed out that snow usually falls each year (5 cm) over a few days. The relative humidity is low, between 40 and 65 %.

■ PROJECT DESCRIPTION

Tannur Dam is an RCC Gravity Dam. The project has largely evolved from the tender to the works, due to the collaboration between the Engineer and the contractor with a common aim : the structure optimisation.

The dam

At tender stage : the typical profile (diagram 1) shows the main characteristics of the dam :

◆ an upstream facing with 3 slopes (0.6 HV/1 V in the lower part then 0.3H/1V and finally vertical in the higher part) ;

◆ a downstream facing with 2 slopes (0.5 HV/1V then vertical on the higher part) ;

◆ facing done in extruded concrete ;

◆ upstream facing joints (in the extruded concrete) highly sophisticated (and expensive).

The major modifications brought to the project during the works stage are as follows :

◆ change to the downstream and upstream slopes, after the complementary studies on stability (in particular in terms of dynamic). In the lower part, the facing remains sloped at 0.6H/1V (moulded in steps of 1,20 m) up to level 356, then becomes vertical up to the crest. The downs-

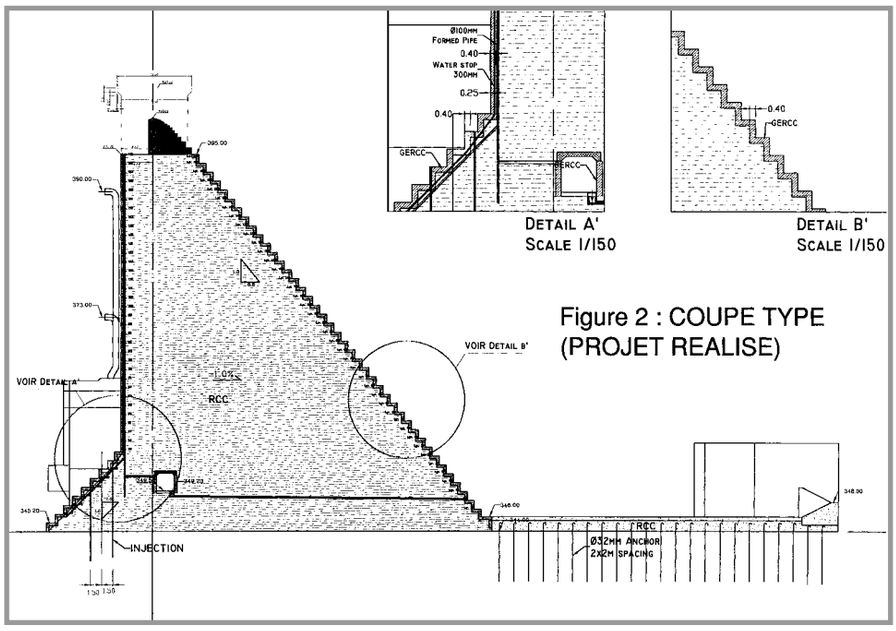


Figure 2
Coupe type (projet réalisé)
Typical section (project as done)

Les modifications importantes apportées au projet pendant la phase travaux sont les suivantes :

◆ changement des pentes amont et aval, après études complémentaires de stabilité (en particulier en dynamique). En partie basse le parement reste incliné à 0,6H/1V (coffré en marches de 1,20 m) jusqu'à la cote 356 puis devient vertical jusqu'à la crête. Le parement aval est penté à 0,75H/1V (coffré en marches de 1,20 m) puis vertical en partie haute (figure 2) ;

◆ pour la réalisation des parements le béton extrudé est abandonné (longueurs trop faibles et zones transitoires relativement trop importantes) au profit d'une solution par coffrages semi-grimpants plus classique. Par contre le béton conventionnel placé contre les coffrages est remplacé par du GE-RCC (*grout enriched roller compacted concrete*), solution que l'on détaillera plus loin.

Les ouvrages annexes

A l'appel d'offres :

◆ les ouvrages de prise d'eau et de vidange de fond sont distincts et positionnés respectivement en rive gauche et rive droite ;

◆ l'évacuateur de crues est à seuil libre sur une grande partie de l'ouvrage (longueur du seuil : 180 m) et se prolonge par des marches de 1,20 m de hauteur et un bassin de dissipation de 35 m de long. L'étroitesse de la vallée à l'aval (55 m) a conduit le concepteur à retourner les marches de l'évacuateur sur les rives (cascades) pour créer une convergence de la lame déversante (figure 3). Cette disposition ne garantit cependant pas un fonctionnement parfait de l'évacuateur, comme l'attestent des expériences antérieures.

Les modifications importantes apportées au projet pendant la phase travaux sont les suivantes :

◆ regroupement en rive gauche de la prise d'eau et de la vidange de fond (figure 4) : cette solution présente l'avantage d'une part de réduire les obstacles à la mise en œuvre du BCR et d'autre part, en regroupant les galeries de ces deux ouvrages, de mieux se prêter à la dérivation des eaux pendant le chantier. Accessoirement cette galerie de dérivation provisoire, en raison de sa taille, permet une communication entre l'amont et l'aval du chantier ;

◆ report de la chambre des vannes à l'amont du parement amont (figure 5) : cette disposition ôte la réalisation de cet ouvrage de génie civil du chemin critique de la mise en œuvre du BCR.

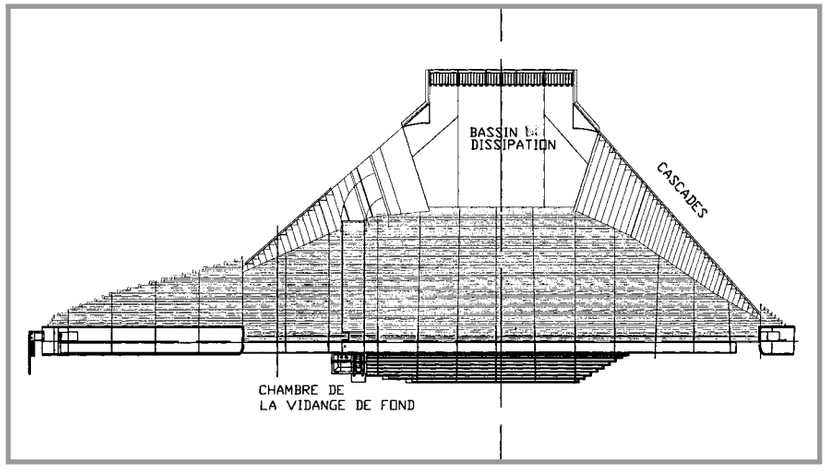


Figure 3
Vue en plan (projet réalisé)
Plan view (project as done)

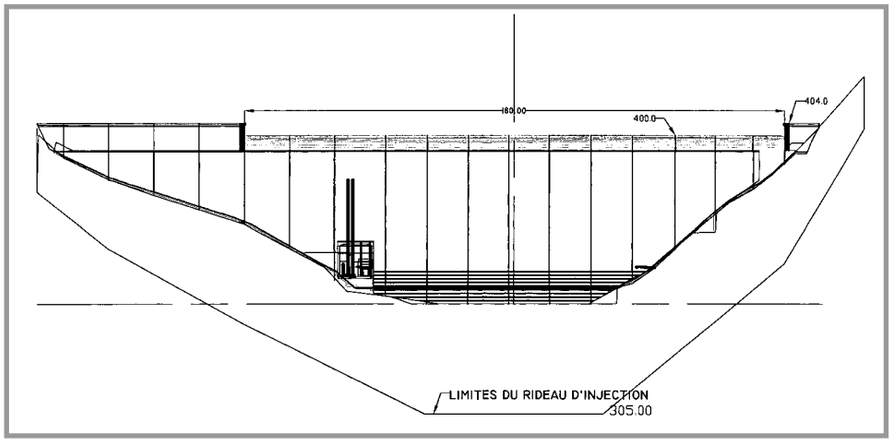


Figure 4
Elévation amont (projet réalisé)
Upstream view (project as done)

tream facing is sloped at 0.75H/1V (moulded in steps of 1.20 m) then vertical in the higher part (diagram 2) ;

◆ for the facing, we gave up the solution of extruded concrete (Lengths too small and transitory areas too important) for a method by semi-climbing formworks. The conventional concrete placed against the formworks is replaced by GE-RCC (Grout enriched roller compacted concrete), this method will be detailed below.

Ancillary works

At the tender stage :

◆ the intake and the bottom outlet are distinct and placed respectively on the left bank and on the right bank ;

◆ the spillway is with a weir on the major part of the dam (weir length : 180 m). It is extended by steps of 1,20 m high and a stilling basin of 35 m long. The narrowness of the valley downstream (55 m) led the designer to transfer the steps on the spillway to the banks (cascades) in order to create a convergence of discharge flow (diagram 3). However, this doesn't guarantee a perfect functioning of the spillway, as previous experiences show. The important modifications brought to the project during the works stage were as follows :

◆ installation on the left bank of the intake and the bottom outlet (diagram 4) : The advantage of the solution is on one hand to reduce the obstacle to the RCC placement and on the other hand to group the galleries

Principales spécifications

Le BCR

Le BCR a une résistance caractéristique en compression simple de 20 MPa à 90 jours (mesurée sur cubes) et une densité moyenne en place de 98 % de la densité TAF (Theoretical air-free density). La maniabilité est estimée par référence au test VB (avec surcharge de 10 kg). Le temps VB cible est d'environ 15 secondes.

La formule retenue est une formule du type "high paste" : dimension maximale des granulats : 50 mm, fraction sableuse : 45 % (du poids des granulats), 200 kg de liant par m³ (100 kg de CPA et 100 kg de pouzzolane, tous matériaux produits en Jordanie) donnant à un pourcentage d'éléments fins (< 80 µ) de 12 à 14. En raison des conditions climatiques, une grande attention est portée à la température du BCR à la mise en œuvre et à la liaison entre les couches. La température à la mise en place du BCR est limitée à 26 °C, l'espacement des joints verticaux est d'environ 15 m, et les conditions de liaison, ont été initialement établies comme suit :

◆ moins de 18 heures : joint frais, objet d'un nettoyage simple ;
◆ plus de 36 heures : joint froid, objet d'un décapage poussé ;
◆ entre les deux : joint "préparé" : objet d'un brossage et d'un nettoyage.

La totalité de la surface des joints était prévue recouverte d'une fine couche de coulis de ciment. Lors de la réalisation des planches d'essai l'usage du coulis s'est révélé inefficace.

Les modalités de traitement retenues pour le chantier sont donc les suivantes : nettoyage soigné (du type *green cutting*) visant à n'enlever qu'une pellicule de mortier (sans dégager les granulats grossiers) et répandage systématique de 6 à 8 mm de mortier.

Le respect du critère de température impose des procédures telles qu'utilisation des stocks de granulats produits en hiver, arrosage des stocks pour bénéficier du refroidissement par évaporation, neutralisation des heures chaudes de la journée…

Le GE-RCC

Cette technique a été utilisée pour la première fois pendant la construction du barrage de Jiangya en Chine puis appliquée avec succès sur le barrage de Candiagulong en Australie. Elle consiste à régaler un BCR "high paste" ayant un temps VB de 15 secondes sur toute la surface de la couche, jusqu'aux coffrages ; l'adjonction d'un coulis de ciment dans ce BCR le long des coffrages donne un matériau parfaitement consolidable avec des aiguilles vibrantes.

Si la mise en œuvre du GE-RCC reste délicate (respect du dosage en coulis et contraintes de *timing* très strictes), il en résulte cependant d'une

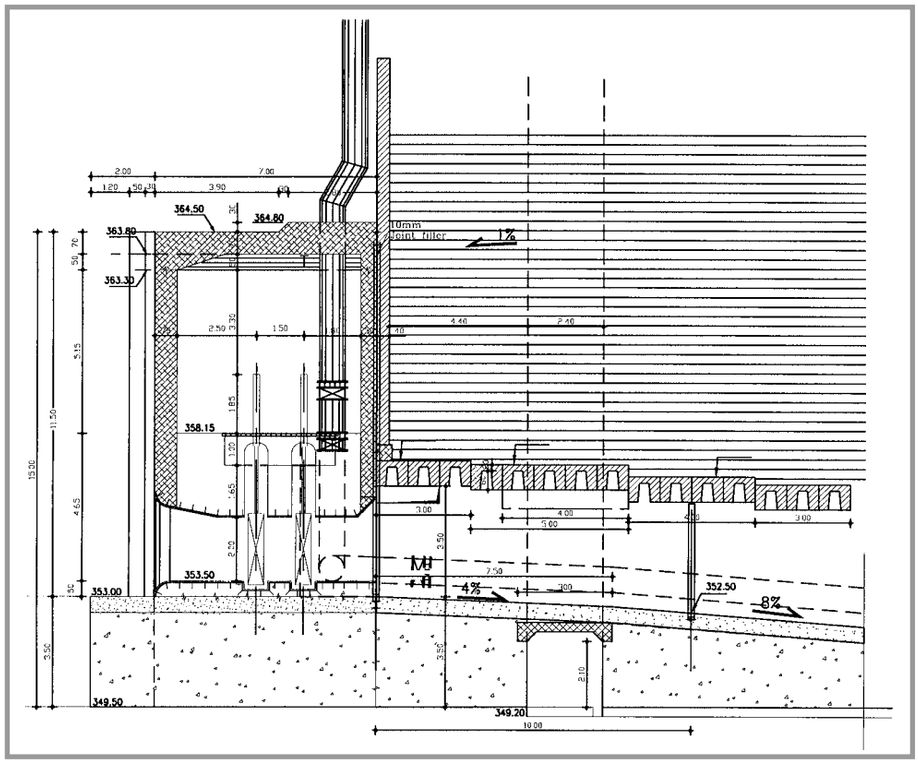


Figure 5
Coupe sur la vidange de fond
Bottom outlet section

of these two structures, and finally to improve the water diversion during the works. Incidentally, this temporary diversion gallery, thanks to its size, allows a communication between the upstream and the downstream part of the site ;

◆ transfer of the gate chamber upstream of the upstream facing (diagram 5) : This solution withdraws the realisation of this structure from the critical path of the RCC placing.

Main specifications

The RCC

The RCC has a compressive characteristic strength of 20 MPa at 90 days (measured on cubes) and an average density in place of 98 % of the TAF density (theoretical air-free density). The workability is estimated by reference to the VB test (with an overload of 10 kg). The target VB time is about 15 seconds.

The chosen mix is a mix type "high paste" : maximum dimension of aggregates : 50 mm, sand part : 45 % (of the aggregates weight), 200 kg of cementitious materials per m³ (100 kg of CPA and 100 kg of pozzolana, all materials produced in Jordan) giving a percentage of fine elements (< 80 µ) of 12 to 14 %.

Due to climate conditions, a particular care is given to the RCC temperature during placing and during liaison between the layers. The temperature during the RCC placing is limited to 26 °C, the space between the vertical joints is of about 15 m and the liaison conditions, initially stated are as follows :

◆ less than 18 hours : fresh joint, simple cleaning ;
◆ over 36 hours : cold joint, deep cleaning ;
◆ between the 2 : "prepared" joint : brushing and cleaning.

The whole joints surface was supposed to be coated with a thin layer of cement grout. During the tests, the use of this grout showed to be inefficient.

Accordingly, the chosen treatment methods for the site are as follows : careful cleaning (green cutting type) in order to remove the fine layer of mortar (without taking out the gross aggregates) and a systematic mortar spreading 6 to 8 mm thick.

The respect of the temperature criteria imposes procedures such as use of the stocks of the aggregates produced in the winter, spraying of the stocks in order to benefit of the cooling by evaporation, neutralisation of the hottest hours of the day…

The GE-RCC

This technique was first used during the construction of the Jiangya Dam in China, then applied with success on the Candiagulong in Australia. It

part une grande qualité de parement et de liaison parement-corps du BCR, et d'autre part la suppression de l'atelier béton conventionnel très contraignant lors de la mise en œuvre du BCR.
Sur le chantier du barrage de Tannur cette technique a été appliquée, en substitution du béton conventionnel, en parements (y compris pour les marches de l'évacuateur) et au contact du rocher de fondation et des ouvrages en béton.

LE CHANTIER

Les installations

Concassage
La centrale de concassage a une capacité de 250 t/h, et permet la production de toutes les classes de granulats du BCR (0/5 mm, 5/26 mm et 26/50 mm) et du béton conventionnel. Les granulats du BCR ne sont bien sûr pas lavés pour conserver les fillers calcaires produits, à hauteur de 5 % du total des granulats.
Les planches d'essai préalables ayant montré la nécessité d'améliorer la maniabilité du BCR, un sable d'apport extérieur (0/3 mm) et d'origine alluviale a été ajouté à la composition.
Avant de démarrer la production du BCR, 35 % de la quantité totale de granulats nécessaires ont été stockés.

Centrale de fabrication du BCR
Il s'agit d'une centrale à malaxage continu de 800 t/h, alimentée par deux doseurs pondéraux de liant (CPA et pouzzolane) et par quatre doseurs pondéraux de granulats. Le dosage en eau et en adjuvants est du type volumétrique. La capacité de stockage en liants est de 1000 t.
La centrale est implantée à l'amont immédiat du barrage, en rive droite, sur une plate-forme surélevée en fond de vallée.

Centrale de fabrication du béton conventionnel
Il s'agit d'une centrale de capacité 40 m^3/h, destinée à produire, outre les bétons des ouvrages, le mortier de liaison entre les couches.

Livraison du BCR sur le barrage
Les spécifications techniques interdisant la livraison par camions et l'accessibilité par l'amont étant difficile, la solution naturellement retenue est une livraison par tapis évolutif.
Le tapis utilisé est constitué de quatre éléments de 30 m de long chacun et d'un distributeur de 12 m de long. Sa capacité, liée aux dénivelées à franchir, est de 230 m^3/h.

Grues à tour
Deux grues à tour sont implantées, l'une à l'amont en rive gauche et l'autre à l'aval en rive droite, dans le bassin de dissipation. Elles couvrent la plus grande part de la surface du barrage et sont destinées à la manutention des coffrages et à la livraison du béton conventionnel et du mortier sur le barrage.

Protection contre les crues

Le chantier est protégé contre les crues d'une fréquence plus grande que vingtenale. Pour les crues de fréquence plus faible, conformément aux conditions du contrat, une assurance a été mise en place.
La dérivation des eaux s'effectue dans la réservation des galeries de PE et VF ménagée dans l'ouvrage. La capacité de transit de cette réservation est de 350 m^3/s.

consists of levelling a high paste RCC having a VB time of 15 seconds on the whole area of the layer, up to the formworks; the addition of a cement grout in the RCC alongside the formworks gives a material perfectly capable of being consolidated with vibrating needle.
Even though the GE-RCC placing remains a delicate operation (to respect the proportion of the grout and very strict timing constraints), the result is however on one hand a very high quality of the facing and of the liaison facing-RCC body, and on the other hand the suppression of the conventional concrete team, very restraining during the RCC placing.
On the Tannur dam site, this technique has been applied instead of the conventional concrete, for the facings (including for the spillway steps) and in contact of the rock foundation and concrete structures.

THE SITE

Installations

Crushing
The crushing plant has a capacity of 250 t/h, and it allows the production of all aggregates classes (0/5 mm, 5/26 mm and 26/50 mm) as well as conventional concrete. The RCC aggregates are not washed in order to keep the produced limestone fillers, up to 5 % of the total of the aggregates.
The preliminary tests showed the necessity to improve the RCC workability, to this effect an external supply of sand from alluvium (0/3 mm) was added to the composition.
Before starting the RCC production, 35 % of the total necessary aggregates quantity were stored.

RCC mixing plant
It is a continuous mixing plant of 800 t/h, supplied by 2 weighting dosers for cementitious materials (CPA and pozzolana) and by 4 weighting dosers for aggregates. The water and admixtures content is volumetric. The cementitious materials storage capacity is 1000 tons.
The mixing plant is located upstream of the dam, on the right bank, on an elevated platform at the bottom of the valley.

Conventional concrete batching plant
This plant has a capacity of 40 m^3/h, and produces the liaison mortar used between the layers and the concrete for the structures.

RCC delivery on the dam
Delivery by lorries being forbidden by the technical specifications and the upstream access being difficult, we chose to use an evolutionary conveyor belt to deliver the concrete. The used conveyor belt is made of 4 elements, each 30 m long and of a swinger, 12 m long. Its capacity of 230 m^3/h is linked to the slope.

Tower cranes
Two tower cranes are placed, one upstream on the left bank and the other one downstream on the right bank in the stilling basin. They cover the major part of the dam surface and they handle formworks as well as conventional concrete and mortar.

Flood protection

The site is protected against floods occurring more often than every 20 years. For floods with a lower frequency, and according to the contract specifications, an insurance has been organised.

Mise en place des bétons et BCR

La mise en place du BCR, en couches de 30 cm, est faite avec deux bulldozers guidés par laser, trois tombereaux articulés et deux rouleaux vibrants lourds.
La mise en œuvre du BCR se fait 6 jours par semaine, à raison de deux postes par jour. La cadence maximale est de 200 m³/h soit 3000 m³/jour. La cadence moyenne est de 2000 m³/j. Les tâches annexes conditionnent, par leur importance, ces cadences : préparation de la surface des couches, répandage du mortier, réalisation des joints verticaux, déplacement des coffrages, réalisation des galeries et autres ouvrages.
La préparation de la surface des couches est effectuée en utilisant une brosse rotative, un mélange d'air et d'eau en pression, et une main d'œuvre importante. Le répandage du mortier s'effectue principalement à l'aide d'un tracto-pelle équipé d'une lame en caoutchouc et d'une équipe de manœuvres. Cette opération doit être particulièrement synchronisée avec le régalage du BCR, le mortier devant être recouvert en moins de dix minutes.
Les joints verticaux sont réalisés dans le BCR compacté, en versant du sable dans une empreinte réalisée par une lame vibrante. Les coffrages sont du type semi-grimpant, de 3 m de hauteur à l'amont et de 1,20 m de hauteur à l'aval (hauteur des marches). Le choix a été fait par le chantier de neutraliser un poste de mise en œuvre du BCR pour les déplacer.
Les galeries dans le BCR sont coffrées avec des panneaux plans, leur toits étant réalisés en dalles BA préfabriquées.
La cure du BCR est faite par brumisation permanente du chantier. Cette brumisation est obtenue en disposant deux rangées d'asperseurs sur les parements amont et aval du barrage. La cure est complétée ponctuellement de façon manuelle à l'aide de lances air/eau.
Planches d'essai : les planches d'essai ont eu deux objectifs : d'une part la mise au point finale de la composition du BCR et la vérification de la faisabilité du GE-RCC, et d'autre part la formation des personnels d'exécution. A cet effet d'ailleurs, la mise en place du BCR dans le corps du barrage a été précédée de la réalisation en BCR du radier du bassin de dissipation, considéré comme prolongement des planches d'essai.
Bétons conventionnels : l'organisation ainsi mise en place du chantier de BCR a permis la dissociation totale des travaux de mise en place de béton, réalisés de façon classique.

Contrôle

Le chantier est réalisé sous assurance qualité ISO 9002. Mais, comme pour tous ces chantiers de barrages en BCR, la rapidité avec laquelle les informations de contrôle sont connues est essentielle. En conséquence, en plus des contrôles préalables et postérieurs usuels, des contrôles postérieurs spécifiques ont été mis en œuvre :
◆ d'une part un contrôle d'uniformité sur quelques paramètres (en particulier teneur globale en fines) en sortie de centrale à BCR pour déceler d'éventuelles dérives dans la composition ;
◆ et d'autre part une procédure de vieillissement accéléré d'éprouvettes de BCR (par cure à 60 °C) avec écrasement à 24 heures, de façon à déceler toute dérive grossière du type dosage en ciment.

Programme des travaux

Le marché des travaux de construction a été attribué le 26 janvier 1999 ; la fin contractuelle de ceux-ci est prévue le 26 avril 2001.
Le commencement des travaux de terrassement a été perturbé par la présence de quelques arbustes en fond de vallée pour lesquels l'autorisation administrative de destruction a été longue à obtenir. Les travaux ont démarré par la réalisation des accès, les reconnaissances géologiques

Water diversion is carried out in the intake and bottom outlet galleries. This opening has a capacity of 350 m³/s.

RCC and concrete placing

The RCC placing, in layers of 30 cm, is carried out by two laser guided bulldozers, three articulated dumpers and two heavy vibrating rollers.
The RCC placing is carried out 6 days a week, with two shifts a day. The maximum output rate is 200 m³/h, which represents 3000 m³/day. The average output rate is 2000 m³/day.
The ancillary tasks, due to their importance, condition the output rate : preparation of the layers surface, mortar spreading, vertical joints, formworks displacement, galleries and ancillary works realisation.
The layers surface is prepared by using a rotating brush, a mix of air and water under pressure and a significant amount of manpower.
The mortar spreading is mainly carried out with a backhoe equipped with a rubber plate and by an operative team. This must be perfectly synchronised with the RCC spreading, as the mortar should be covered in less than 10 minutes.
The vertical joints are realised in the compacted RCC, by pouring sand in a block-out done by a vibrating plate.
The formworks, semi-climbing, are 3 m high upstream and 1.20 m high downstream (steps height). The site chose to neutralise an RCC placing shift in order to displace them.
Galleries in the RCC are formed with flat panels, the roof being reinforced concrete precast slabs.
The RCC curing is done by the means of a permanent misting of the site. This is obtained by placing two rows of sprayers on the dam facing, upstream and downstream. Curing is completed on an ad hoc basis with air/water hoses.
Full scale trials : The full scale trials have two aims : on one hand the final adjustments to the RCC composition and the verification of the GE-RCC feasibility, on the other hand, the construction staff training. To this effect, the realisation in RCC of the stilling basin invert, considered as the continuation of the full scale trial preceded the RCC placing in the dam body.
Conventional concrete : This organisation allowed the total dissociation of the concrete placing works, carried out in a classical way.

Control

The site is under the ISO 9002 Quality assurance standard. However, as for all sites of RCC dams, it is essential to know rapidly the control data. Accordingly, additionally to the usual preliminary and subsequent controls, specific subsequent controls were set :
◆ on one hand, a uniformity test on a few parameters at the exit of the RCC plant (more specifically on the global content in fillers), in order to detect potential divergences in the composition ;
◆ on the other hand, an accelerated ageing process of the RCC in test-tubes (by curing at 60 °C) with crushing after 24 hours, in order to detect any divergence, for example the cement content.

Works program

The contract was awarded on 26th January 1999, the contractual completion is forecast for the 26th April 2001.
The beginning of the earthworks was delayed due to trees at the bottom of the valley, it took a long time to obtain the administrative authorisation to cut them.
Works started with the realisation of access, the geological reconnais-

de la carrière, les reconnaissances complémentaires du site (qui ont entraîné le déplacement de celui-ci d'une vingtaine de mètres vers l'amont), la recherche en laboratoire d'une formule de BCR et la mise au point avec le maître d'œuvre des solutions techniques présentées plus haut.
La carrière a été ouverte en juillet-août 1999 et la production des granulats a commencé en septembre. Les fouilles du barrage, commencées en juillet, se sont achevées début novembre, et poursuivies en novembre et décembre par le nettoyage du fond de fouille.
Les injections réalisées à partir du fond de fouille (à travers une plinthe en BA) ont commencé en septembre. Les planches d'essai du BCR se sont déroulées fin octobre 1999. Les premiers mètres cubes de BCR ont été placés dans l'ouvrage le 17 janvier 2000, la mise en place du BCR est prévue terminée fin juin 2000. Parallèlement à la montée du barrage sont réalisées d'une part la chambre de vannes et d'autre part les cas-

sance of the quarry, and the site complementary reconnaissance, (This led to the site displacement 20 m upstream), the search of an RCC formula in a laboratory and the setting with the Engineer of the above mentioned technical solutions.
The quarry was opened in July-August 1999 and the aggregates production started in September.
The dam excavation, started in July, was completed at the beginning of November, and was followed in November and December by cleaning of the foundation.
The grouting carried out from the excavation (through a reinforced concrete plinth) started in September.
The RCC full scale trials were carried out at the end of October 1999.
The first RCC cubic meters were placed on 17th January 2000, and the RCC placing is forecast to be completed at the end of June 2000.

FICHE SYNOPTIQUE DU BARRAGE

Maître d'ouvrage : The Hashemite Kingdom of Jordan, Ministry of Water and Irrigation, Jordan Valley Authority
Projeteur : Howard Humphreys, Studio Pietrangeli et Consulting Engineering Center
Maître d'œuvre : Mott Mac Donald, Gutteridge Haskins & Davey Pty Ltd et Consulting Engineering Center
• Cours d'eau : Wadi el Hasa
• Destination principale du barrage : alimentation en eau potable, industrielle et d'irrigation de la région de la mer Morte
• Aire du bassin versant naturel : 2160 km²
• Apport moyen annuel : 4,5 Mm³
• Débit de la crue de projet : 3080 m³/s (PMF)
• Débit de la crue de chantier : 350 m³/s (20 ans)
• Aire de la retenue au niveau normal : 75 ha
• Capacité à retenue normale : 16,8 Mm³
• Barrage type poids en BCR
• Pentes du parement amont : 0,6/1 en partie basse puis vertical
• Pentes du parement aval : 0,75 H/1V puis vertical
• Rocher de fondation : calcaires
• Hauteur maximale sur TN : 51 m
• Hauteur maximale sur fond de fouilles : 60 m
• Longueur en crête : 247 m
• Largeur en crête : 9 m
• Cote de la crête : 404
• Volume du corps du barrage : 250000 m³
• Evacuateur de crues type seuil libre sur le barrage
• Longueur déversante : 180 m
• Cote du seuil : 400
• Evacuateur en marches de hauteur 1,20 m, avec resserrement
• Débit évacué au passage de la crue 1/1000 : 3000 m³/s
• Vidange de fond : 1 pertuis disposé coté rive gauche
• Vanne de garde : vanne wagon 2 x 1,5 m
• Vanne de réglage : vanne wagon 2 x 1,5 m
• Cote du seuil d'entrée : 353,50
• Débit maximal sous RN : 73 m³/s
• Prises d'eau par conduites Ø 800 mm accrochées au parement
• Niveaux de prise étagés
• Débit à fournir : 1 m³/s
• Dérivation provisoire dans galerie de vidange de fond
• Dimensions : 7,65 x 5,5 m

DAM SYNOPTIC SHEET

Client : The Hashemite Kingdom of Jordan, Ministry of Water and Irrigation, Jordan Valley Authority
Designer : Howard Humphreys, Studio Pietrangeli et Consulting Engineering Center
Engineers : Mott Mac Donald, Gutteridge Haskins & Davey Pty Ltd and Consulting Engineering Center
• River : Wadi el Hasa
• Dam main aim : Supply of drinkable water, industrial and irrigation for the Dead Sea region
• Catchment area : 2160 km²
• Average annual supply : 4.5 Mm³
• Design flood flow : 3080 m³/s (PMF)
• Construction flood flow : 350 m³/s (20 years)
• Storage area at normal level : 75 ha
• Normal storage capacity : 16.8 Mm³
Gravity dam in RCC
• Slopes for the upstream facing : 0,6/1 in the lower part then vertical
• Slopes for the downstream facing : 0.75H/1V then vertical
• Foundation rock : limestone
• Maximum height on natural ground level : 51 m
• Maximum height on the excavation line : 60 m
• Crest length : 247 m
• Crest width : 9 m
• Crest level : 404
• Dam body volume : 250000 m³
• Spillway weir type on the dam
• Spill length : 180 m
• Weir level : 400
• Spillway with 1,20 m high steps, narrowing
• Discharge flow for flood 1/10000 : 3000 m³/s
• Bottom outlet : 1 opening set on the left bank
• Guard gate : wagon gate 2 x 1.5 m
• Regulating gate : wagon gate 2 x 1.5 m
• Level of the intake sill : 353.50
• Maximal flow under normal level : 73 m³/s
• Intake through 800 mm dia. Pipes fixed on the facing
• Discharge to be supplied : 1 m³/s
• Temporary diversion in the bottom outlet galleries
• Dimensions : 7.65 x 5,5 m

cades de l'évacuateur de crues. Le seuil de l'évacuateur sera bétonné dans l'été ; la mise en place des équipements hydromécaniques commencera à la même époque.

CONCLUSIONS

Huitième barrage en BCR construit par l'entreprise BEC, le barrage de Tannur présente des particularités certaines qui enrichissent l'expérience de l'entreprise :

◆ BCR "high paste" pour le corps de l'ouvrage ;

◆ Grout Enriched RCC, nouvelle technique prometteuse pour la réalisation des parements ;

◆ application de méthodes strictes de contrôle des températures pour la mise en œuvre de BCR en région désertique.

The gates chamber and the spillway cascades are built concurrently to the raising of the dam.

The concrete on the spillway weir will be placed the summer, the hydromechanical parts will be installed at the same time.

CONCLUSIONS

8th RCC dam built by BEC Frères S.A., Tannur Dam has a few particularities which emphasise the Company's experience :

◆ "high paste" RCC for the dam body ;

◆ grout Enriched RCC, a new promising technique for the facing realisation ;

◆ application of very strict methods for temperature controls for placing RCC in a desert region.

RESUMEN ESPAÑOL

Construcción de la presa de hormigón compactado mediante apisonadora de rodillo (HCR) de Tannur, en Jordania

B. Bouyge

La presa de Tannur se encuentra ubicada en Jordania, en un valle profundo que desemboca en el Mar Muerto. Se trata de una presa de gravedad de hormigón compactado mediante apisonadora de rodillo (HCR), de una altura de 69 m. Las condiciones climáticas del emplazamiento son de una extraordinaria severidad :
- en primer lugar, las temperaturas elevadas, que reducen el período de empleo del HCR a siete meses y medio por año ;
- en segundo lugar, una hidrología característica de las zonas desérticas, con una sequía permanente, acentuada por episodios de violentas avenidas.
Las adaptaciones del proyecto en su fase de ejecución han sido importantes, y han estado justificadas por una mejora de las prestaciones de la estructura construida y la obtención de importantes ahorros :
- modificación de la sección típica de la estructura,
- sustitución del hormigón convencional por un "GERCC" (Grout Enriched Roller Compacted Concrete) en los paramentos y en los puntos de contacto con los cimientos,
- modificación del desagüe de fondo y, al mismo tiempo, permitir a éste ser empleado como derivación provisional y para reducir los obstáculos de puesta en obra del HCR,
- excavación de dos galerías de drenaje, en el estribo de la margen derecha.
La puesta en obra del HCR, que dio comienzo el 15 de enero de 2000 se habrá de terminar durante el mes de mayo de este mismo año.

摘要文字

约丹塘鲁BCR坝枢纽工程

B. Bouyge

塘鲁坝枢纽工程位于约丹国，在死海堵口的一个深峡谷内。这是一个滚筒碾压混凝土重力坝，69米高。气候条件非常恶劣：

- 一方面，高温使得BCR坝的可施工期一年只有7个半月；
- 另一方面，沙漠型水文特征，常年干旱，伴有几次大暴风雨洪水。

工程施工期的配套很重要，这主要体现在如何协调好工程性能的改善与工程造价的节省：

- 修改工事的截面类型，
- 对砌面及地基基础基础面采用GRECC型混凝土替代传统的混凝土，
- 修改底部挖空，一方面有利于临时泄水，另一方面减少BCR坝施工的障碍，
- 在RD支撑处挖2个排水渠，

工程于 2000年1月15日开工，预计同年5月进行BCR主体工程。

Jean Binquet
DIRECTEUR PROJETS HYDROÉLECTRIQUES ET SECTEURS PRIVÉS
VICE PRESIDENT HYDRAULIC WORKS AND PRIVATE SECTOR
Coyne et Bellier

Erkan Tekirdaglioglu
INGÉNIEUR SPÉCIALISTE
PROJECT ENGINEER
Coyne et Bellier

L'aménagement hydroélectrique de Birecik en Turquie

Birecik dam and hydropower plant in Turkey

L'aménagement de Birecik sur l'Euphrate est un projet hydroélectrique "BOT", financé par plusieurs investisseurs privés turcs et étrangers et TEAS (société nationale d'Electricité turque).
Le barrage haut de 63 m comporte une section en béton de type poids, avec prises d'eau et évacuateur vanné, fondée en substratum rocheux (calcaires marneux avec joints subhorizontaux) et des ailes en remblais. Les volumes de béton et de remblai mis en œuvre sont de l'ordre de 1,8 hm³ et de 8,5 hm³ respectivement. L'usine hydroélectrique en pied est équipée de 6 groupes totalisant 672 MW de puissance installée. Les travaux ont commencé en avril 1996, pour une mise en service commerciale complète en octobre 2001 (la mise en eau du réservoir étant programmée pour le milieu de l'année 2000).
Le consultant indépendant, Coyne et Bellier, a la charge de garantir aux actionnaires de la société concessionnaire, à leurs banquiers et au gouvernement turc que l'étude, la construction et la mise en service de l'aménagement se feront conformément à un programme et à un coût déterminés et posséderont les performances et les qualités attendues.

The Birecik project on the Euphrates is a "BOT" hydroelectric project financed by several Turkish and foreign investors and the TEAS (Turkish Electricity Board).
The 63-m high dam has a gravity-type concrete section with water intakes and valve-controlled spillway on a rock substratum foundation (marly limestone with subhorizontal joints) and fill wings. The concrete and fill volumes involved are of the order of 1.8 hm³ and 8.5 hm³ respectively. The adjacent hydroelectric plant is equipped with six units giving a total installed power of 672 MW. The works began in April 1996 and commissioning is scheduled for October 2001 (reservoir filling being scheduled for mid-2000).
The independent consultant, Coyne & Bellier, is in charge of guaranteeing the shareholders of the operating company, their banks and the Turkish government that the design, construction and commissioning of the project will take place in accordance with a predetermined programme and cost and will offer the expected performance and characteristics.

INTRODUCTION

Un projet récent a donné à Coyne et Bellier l'opportunité de participer activement à la gestion de risques techniques, financiers et contractuels liés à la réalisation de ces deux importants projets hydroélectriques.
Le gouvernement turc a maintenant depuis plusieurs années de grosses difficultés à satisfaire la croissance des besoins énergétiques du pays et notamment des besoins en énergie électrique. Cette difficulté est également un frein à la croissance économique et le gouvernement n'a eu de cesse de rechercher les moyens d'accélérer le processus de construction de centrales électriques.
Les ressources hydroélectriques non encore exploitées étant très abondantes et les fonds publics pouvant être investis dans ce domaine étant

INTRODUCTION

A recent project gave Coyne et Bellier the opportunity to actively participate in the management of technical, financial, and contractual risks associated with the construction of a large hydropower project.
For some years the Government of Turkey has found it very difficult to keep up with the growth in the country's demand for energy, especially electric power. This hinders economic growth, and the Government of Turkey has constantly been looking for a means of speeding up the construction of power stations.
Since there is an abundance of unharnessed hydropower resources and the level of public funds that can be invested in this field is very low, like the governments of many other countries with strong economic growth,

très limités, le gouvernement a pensé pour accélérer ce processus, – comme beaucoup d'autres gouvernements de pays à forte croissance économique –, à concéder à des sociétés de droit turc formées pour l'occasion, c'est-à-dire pour un projet spécifique, le droit d'étudier, construire, mettre en service et exploiter pendant une durée déterminée un aménagement hydroélectrique donné. En échange de ce droit, le gouvernement s'engage à acheter l'énergie produite pendant la durée de la concession à des conditions agréées avec la société concessionnaire.

C'est ainsi qu'en novembre 1995, après près de 8 années de préparation et de négociation, la "Birecik Company" (BC), – société commerciale de droit turc formée par des industriels et entrepreneurs étrangers et turcs ainsi que par la société nationale de distribution d'électrique TEAS, – s'est vu attribuer par le ministère des Ressources naturelles et de l'électrique (MENR) –, la concession de l'aménagement hydroélectrique de Birecik situé sur l'Euphrate à l'aval de l'aménagement d'Atatürk et à proximité de la ville de Gaziantep.

L'Etat turc, présent dans la société concessionnaire par l'intermédiaire de la société nationale de production et de distribution de l'énergie électrique, est également le concédant dans ce montage et devra reprendre l'aménagement à l'issue de la période de concession de 15 années. Il est donc particulièrement intéressé par les tâches d'assurance qualité que doit réaliser le consultant indépendant.

En outre, le financement du projet étant assuré à hauteur de près de 70 % par des crédits bancaires fournis par un consortium réunissant 44 grandes banques internationales, il était impératif pour ce consortium qu'un contrôle des études et des travaux réalisés par la société à laquelle les crédits sont consentis, soit assuré par un organisme indépendant.

Ainsi Coyne et Bellier a été nommé comme consultant indépendant et il a la charge de garantir à des investisseurs privés, à leurs banquiers et au gouvernement turc que l'étude, la construction et la mise en service du barrage de Birecik se feront conformément à un programme et à un coût déterminés et posséderont les performances et qualités attendues. Cette tâche implique une évaluation, mise à jour en permanence, des risques liés à l'exécution du projet (qualités, respect des programmes, des quantités et coûts) en vue d'alerter les investisseurs, leurs banquiers ou le concédant de toute déviation par rapport aux prévisions et d'entamer la recherche des actions correctives. Elle revêt un caractère particulièrement important à Birecik puisqu'il s'agit d'un contrat B.O.T. dans lequel toutes les parties prennent un risque financier important.

L'exemple qui est présenté ci-après montre comment certains de ces risques sont abordés et gérés par le consultant indépendant, Coyne et Bellier.

LE CONTEXTE CONTRACTUEL

Cette concession a fait l'objet d'un contrat appelé "Implementation Contract". Au titre de ce contrat, l'Etat turc remet à la société concessionnaire le site de Birecik pouvant être aménagé conformément aux descriptions et définitions contenues dans un "Final Design" et un droit de turbinage des débits disponibles pendant les 15 années suivant la mise en service.

La société s'engage à concevoir, financer, construire et exploiter l'objet ainsi construit pour un prix total et délais maximums fixés, en échange de quoi l'Etat turc s'engage à acheter l'énergie produite (suivant un "Energy Sales Agreement") en la payant à la société à un prix unitaire tel, que les actionnaires de la société soient *in fine* remboursés du capital investi et aient perçu une rémunération supplémentaire sur ce capital.

Dans le cas d'augmentation de coûts ou de pertes de revenus trouvant leur origine dans "Force Majeure" (incluant ici les raisons géologiques)

the Turkish authorities decided to give especially founded project-specific Turkish companies concessions to design, build, and commission given hydropower projects, and operate them for a preset period. In exchange for this concession, the Government undertook to buy power from the concessionaires at agreed prices.

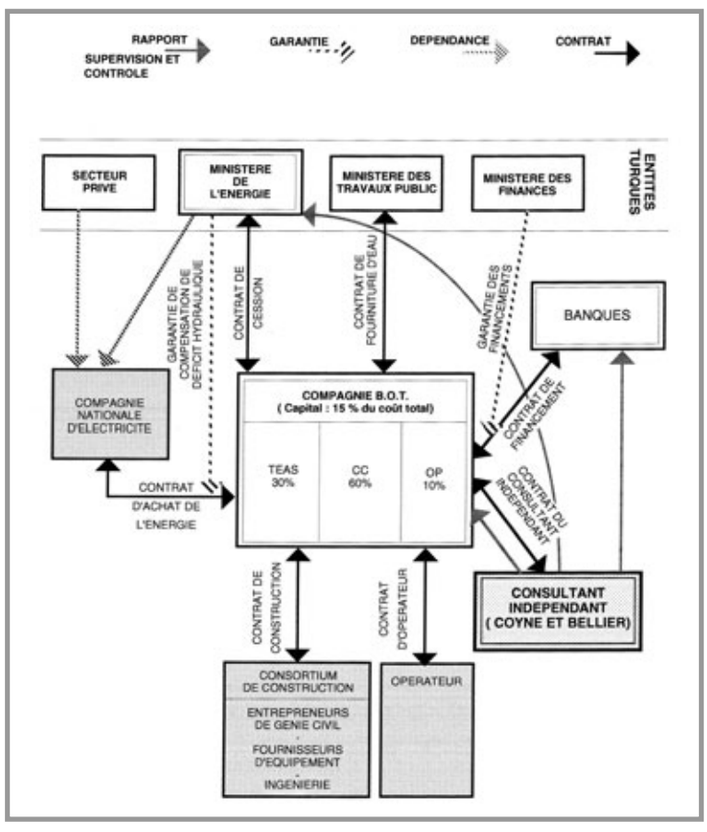
In november 1995 therefore, after 8 years of preparation and negotiation, the Ministry of Energy and Natural Resources (MENR) awarded the concession for the Birecik Hydro-Electric Power Project to the "Birecik Company", a Turkish-registered trading company founded by Turkish and foreign industrialists and contractors together with the Turkish Electricity Generation and Distribution Corporation, TEAS.

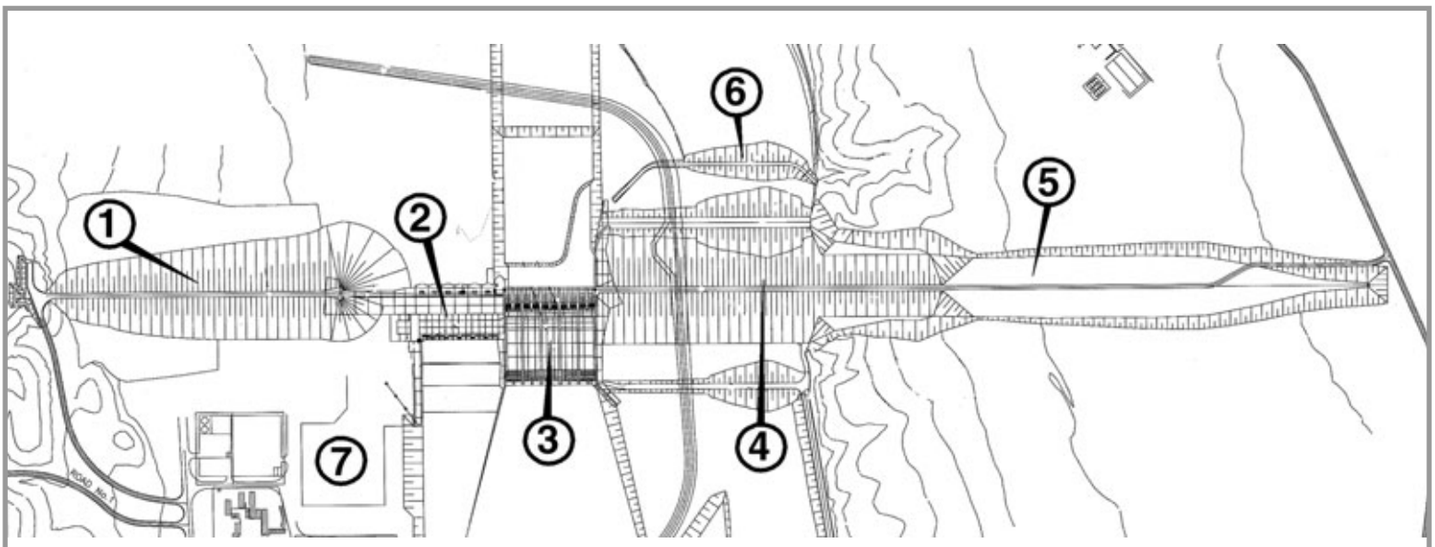
The Turkish Government, which is represented in the concession company by the national electric power production and distribution company, is also the Conceding Authority under this setup, and will take over the scheme after the 15-year concession. It therefore has a vested interest in the quality assurance aspect of the work to be carried out by an independent consultant.

Moreover, since the Project is nearly 70 % funded by bank credits provided by a consortium of 44 large international banks, it was vital for the bank pool to know that the design and construction work carried out by the company benefiting from the credits was being checked by an independent body.

Coyne et Bellier has been chosen as the independent consultant and is responsible for guaranteeing private investors, their bankers, and the Turkish Government that the design, construction, and commissioning of a large hydro project on the Euphrates, Birecik Dam and HPP, will comply with a determined schedule and cost, and will attain the expected performance and quality levels. This task implies regularly updated assess-

Figure 1
Organigramme du projet
Project organization chart





1. Remblai rive droite - ***Right bank embankment***
2. Ouvrage de prise d'eau de l'usine - ***Intake structure & Power house***
3. Évacuateur de crue - ***Spillway***
4. Remblai rive gauche - ***Left bank embankment***
5. Remblai imperméable sur l'appui rive gauche - ***Impervious Fill in left abutment***
6. Pré-batardeau - ***Pre-cofferdam***
7. Poste électrique - ***Switchyard***

Figure 2
Vue en plan générale
General layout

ou dans des changements de conception approuvés par le ministère, ces sommes financées par un "Energy Fund" viendront augmenter le coût total et induiront une augmentation du prix de vente de l'énergie.
Dans le cas contraire, ces sommes financées également par l'"Energy Fund" seront supportées par la société et ne seront pas ajoutées au coût total.
De nombreux autres contrats ont été conclus simultanément avec le contrat de concession : contrat de vente de l'énergie "Energy Sales Agreement", contrats de financement avec 44 banques internationales "Financing Agreements", contrats d'assurance "Insurance Agreements", contrat d'utilisation des eaux "Water Use Agreement", contrat avec un organisme séquestre "Escrow Agreement", contrat de transfert des actions à l'issue de la période de concession "Share Transfer Agreement", contrat d'exploitation "Operation Contract", contrat de construction "Construction Contract" et enfin contrat de consultant indépendant "Independent Consultant Contract".
Le contrat de construction est un contrat clé en mains d'études, construction et mise en service de l'aménagement pour un prix forfaitaire et un délai d'exécution fixés. Les mêmes dispositions que celles du contrat de concession concernant les changements de conception et les cas de "Force Majeure" sont également applicables à ce contrat de construction. Le Consortium d'entreprises piloté par Philipp Holzmann AG (Allemagne) comprend un concepteur interne "Internal Designer" en la personne de Verbund Plan (Autriche), un groupement génie civil constitué de Philipp Holzmann, de Strabag (Autriche) et de Gama (Turquie) et enfin, un groupement électromécanique constitué de Cegelec-Acec et Acec Energie (Belgique), Cegelec et Neyrpic (France), Sulzer Hydro (Allemagne) et également Gama (Turquie). Ces entreprises sont aussi actionnaires de la société concessionnaire et, associées, représentent près de 70 % du capital.
Quant au contrat du consultant indépendant, requis par MENR, il s'agit essentiellement de veiller à la défense des intérêts de ce ministère tout d'abord comme actionnaire de la société concessionnaire à travers TEAS, comme représentant de l'intérêt public et notamment éviter les déficits d'énergie préjudiciable au développement économique et enfin, comme futur propriétaire lorsque la durée de concession sera achevée et que l'aménagement lui sera transféré.
C'est dans ce contexte contractuel spécial que se place la construction du projet de Birecik. La figure 1 illustre les principales relations de travail

ment of the risks associated with execution of the project (quality, compliance with schedules, quantities, and costs) in order to warn the investors, their bankers, and the granter of the concession of any deviation from the forecasts, and to undertake corrective action. The assessment is particularly important in Birecik since the project is a B.O.T. contract whereby all parties take a substantial financial risk.
Below is given a more detailed description of the type of risks that had to be managed by Coyne et Bellier for this project, together with the methods used for managing them.

CONTRACTUAL CONTEXT

This concession was granted under a contract called the "Implementation Contract" under the terms of which the Turkish Government awarded the concessionaire the Birecik site for development in accordance with the descriptions and definitions in the Final Design, together with rights to turbine the available flow for fifteen years after commissioning.
The company undertook to design, finance, build, and operate the project for a preset maximum total price and within a preset maximum time, in exchange for which the authorities undertook to buy the energy produced (in accordance with an Energy Sales Agreement) from the company at a unit price enabling the shareholders to recover the capital they had invested and earn additional remuneration on it.
In the event of cost increases or of loss of revenue due to Force Majeure (which includes geological reasons) or to design changes approved by the Ministry, these sums are financed by an Energy Fund and will be added to the total cost, inducing an increase in the sale price of the energy.
If Force Majeure cannot be invoked, these sums will still be financed by the Energy Fund but will be borne by the company and will not be added to the total cost.
Many other contracts were signed at the same time as the concession contract : Energy Sales Agreement, Financing Agreements with 44 international banks, Insurance Agreements, Water Use Agreement, Escrow Agreement, Share Transfer Agreement (transfer of shares at the end of the concession period), Operation Contract, Construction Contract, and independent consultant Contract.

Photo 1
L'evacuateur de crue et les dérivations provisoires
Spillway and diversions openings

et contractuelles entre les nombreux différents acteurs du projet. Cette défense implique donc de contrôler les études détaillées, les fabrications des fournisseurs, les méthodes et programmes suivis par les entrepreneurs, leurs facturations, les demandes de modifications de conception ou d'application de la clause de "Force Majeure" pour raisons géologiques et d'une manière générale d'assurer que tous les travaux de génie civil et de montage réalisés sur le site seront faits conformément aux règles spécifiées (notamment pour la qualité), suivant le programme et le coût définis dans le contrat de concession.
Bien entendu l'exercice de cette défense intéresse les autres actionnaires de la société concessionnaire ainsi que les banques intervenant dans le financement du projet et par conséquent constitue un élément déterminant dans la gestion des risques de conception, de mauvaise performance, d'allongement des délais et de dépassement des coûts.

LE CONTEXTE TECHNIQUE

L'aménagement de Birecik qui est destiné à tirer profit de l'avant-dernière marche de la partie turque de l'Euphrate avant la frontière syrienne (il est situé entre les deux aménagements d'Atatürk et de Karkamis), comprend un barrage de 2500 m de longueur et de 63 m de hauteur au maximum et une usine hydroélectrique située au pied du barrage et équipée de 6 unités de 112 MW de puissance installée chacune (figure 2).
Le bassin versant contrôlé en grande partie par l'aménagement amont d'Atatürk est de plus de 100000 km^2 donnant ainsi des apports moyens annuels de plus de 30000 mm^3. Les débits de pointe des crues de projet et de chantier sont respectivement de 17350 et 5400 m^3/s.
La structure géologique du site est simple puisque constituée d'un empilement de bancs de calcaire subhorizontaux. Ce rocher généralement marneux présente la particularité d'avoir un poids volumique faible, des modules de déformation également faibles mais des résistances au cisaillement fortes même le long de joints de stratification qui constituent des plans de faiblesse et de glissement potentiel. Le milieu est assez fissuré par endroit et ne semble pas présenter de signes de dissolution ou de karstification.
Le barrage comprend une section en remblais, une section poids en béton faisant office d'évacuateur de crues, une autre section poids dans laquelle sont logées les prises d'eau de l'usine et enfin une section poids ordinaire. Les volumes de remblais et de béton à mettre en œuvre

The Construction Contract is a turnkey contract for the design, construction, and commissioning of the project for a lump-sum price and within a determined time. The same arrangements are made for design changes as in the concession contract, and cases of Force Majeure are also applicable to the construction contract. The Consortium headed up by Philipp Holzmann AG includes an Internal Designer – Verbund Plan –, a civil works consortium consisting of Philipp Holzmann, Strabag Austria, and Gama Turkey, and an electromechanical consortium consisting of ABB Alstom Power Hydraulique, Alstom Systems and Services, Alstom Acec Energie, ABB Alstom Hydro, Sulzer, and Gama. These firms are also shareholders of the concessionaire. Together they hold close to 70 % of its capital.
The independent consultant Contract required by MENR chiefly involves safeguarding the interests of the Ministry : firstly as a shareholder in the concessionaire, through TEAS ; as a representative of public interest – particularly with respect to avoiding power shortfalls, which are damaging to economic development ; and as the future owner at the end of the concession period, when responsibility for the project is transferred.
This is the specific contractual context of the Birecik construction project. Figure 1 shows the main working and contractual relations between the different parties involved in the project.
This defence of the Ministry's interests therefore implies checking the detailed studies, manufacturers' supplies, the methods and schedules followed by the contractors, their invoicing, requests for design changes or application of the "Force Majeure" clause for geological reasons, and, more generally, ensuring that all the civil works and erection carried out on the site are in compliance with the specified regulations (particularly with respect to quality), and comply with the schedule and costs defined in the concession contract.
Of course the implementation of this defence is also of interest for the other shareholders in the concessionaire, as well as the banks involved in the financing of the project, and it is therefore a decisive factor in the management of the risks for design, poor performance, and cost and deadline overruns.

TECHNICAL CONTEXT

The Birecik project is intended to harness the second-to-last step of the Turkish part of the Euphrates, before the Syrian border (it lies between the Atatürk and Karkamis schemes). It consists of a 2500 m long, 63 m high dam and a dam-toe power house fitted with six 112 MW generating sets (figure 2).
The catchment at the dam site is already largely controlled by the Atatürk project further upstream. It is more than 100,000 km^2 in area, and has a mean yearly inflow of more than 300,000 Mm^3. The peak design and construction-stage floods are 17,350 and 5,400 m^3/s respectively.
The geological structure at the site is simple : it consists of a stack of subhorizontal limestone beds. The rock is generally marly, and is of low density, with low moduli of deformation but high shear strengths, even along the bedding planes which constitute planes of weakness and potential slip planes. The rock is quite cracked in places, but does not appear to exhibit any signs of dissolution or karstification.
The dam consists of an embankment section, a concrete gravity section for the spillway, another gravity section housing the power intakes, and a plain gravity section.
The dam contains close to 10 Mm^3 of fill and 1.8 Mm^3 of concrete. The river bed downstream was realigned in order to increase the generation potential of the scheme by lowering the tailwater level for small discharges. This called for excavation of more than 12 Mm^3 of loose materials.
The spillway (photo 1) has 10 radial gates (12.5 by 14.7 m^2) and a 125 m

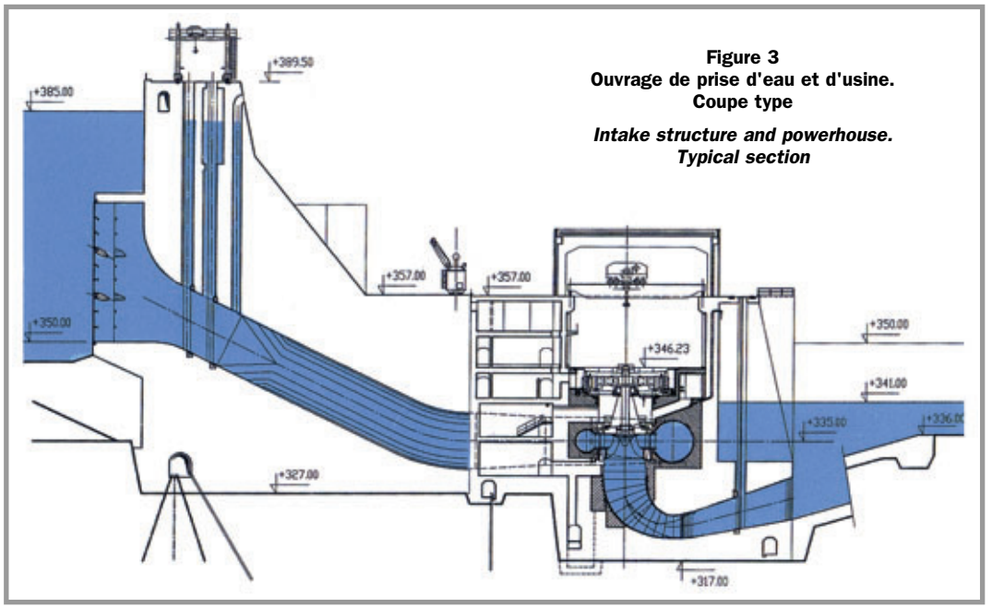


Figure 3
Ouvrage de prise d'eau et d'usine. Coupe type

Intake structure and powerhouse. Typical section

sont respectivement près de 10 Mm³ et 1,7 Mm³. Le recalibrage du lit du fleuve à l'aval destiné à augmenter l'énergie productible de l'aménagement par diminution des niveaux aval pour les petits débits implique en outre l'excavation de plus de 12 Mm³ de matériaux meubles. L'évacuateur de crues (photo 1) est équipé de dix vannes radiales de 12,5 x 14,7 m² de section et d'un bassin de tranquillisation de 125 m de long sur 155 m de large. La section dans laquelle se trouvent les prises d'eau de l'usine comprend six pertuis équipés de vannes de garde, de grilles en acier et de conduites forcées de 8 m de diamètre.
L'usine hydroélectrique (figure 3) est une structure en béton armé de 220 m de long sur 53 m de haut abritant les six groupes turboalternateurs, la plage de montage, les locaux techniques et les transformateurs. La production moyenne annuelle est de 2500 GW/h et le débit nominal de chaque unité est de 320 m³/s.
L'ensemble des études détaillées d'exécution, la construction et la mise en service de cet aménagement doit être réalisé en moins de 66 mois à compter de l'entrée en vigueur du contrat de concession.

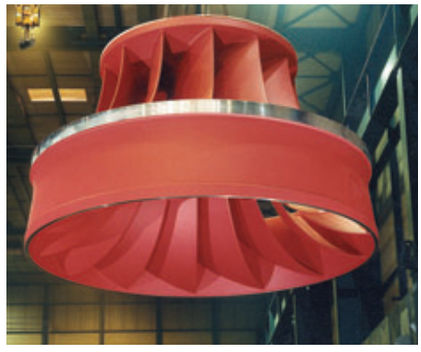
LE RÔLE DU CONSULTANT INDÉPENDANT DANS LA GESTION DES CONTRATS

Compte tenu des caractéristiques du contexte contractuel particulier de Birecik, rappelé ci-dessus, et du contexte technique particulier du projet, les risques que le consultant indépendant a eu à gérer pour le compte de la société concessionnaire, de l'Etat turc et *in fine* des prêteurs sont de quatre natures, à savoir :
◆ le risque de dépassement du délai de construction contractuel pour des raisons qui ne peuvent être assimilées à des cas de force majeure ;
◆ le risque de dépassement des quantités de travaux non compensés par des réductions possibles ;
◆ le risque de non-satisfaction des objectifs de performance contractuels ;
◆ le risque de conception.
Ce dernier peut bien entendu avoir un impact sur les trois premiers risques mais il peut aussi avoir un impact significatif sur l'exploitation de l'aménagement tant durant la période de concession qu'ultérieurement après son transfert au ministère à l'issue de cette période de concession.
Le risque de dépassement du délai de construction constitue un risque majeur qu'il convient de gérer extrêmement rigoureusement dans l'intérêt des actionnaires de la société concessionnaire, des prêteurs et de l'Etat turc.

Principaux cas d'application pendant la période d'avant construction

Capacité de la vidange de fond
La vidange de fond avait été conçue et dimensionnée pendant la phase de "Basic Design" pour pouvoir maintenir ou baisser le niveau du réservoir pendant le premier remplissage ou quand la sécurité l'exigerait. Le débit de dimensionnement était de 650 m³/s pour un réservoir à niveau du

long, 155 m wide stilling basin. The section of dam with the power intakes has 6 openings with guard gates, steel trashracks, and 8 m diameter penstocks.
The hydro power house (figure 3) is a 220 m long, 53 m high reinforced concrete structure. It houses six generating sets, an erection bay, plant rooms, and transformers. Its mean annual output is 2,500 GWh and the rated discharge of each set is 320 m³/s.
The EPC contract came into force in April 1996 and the detailed construction design, construction, and commissioning of the project has to be completed within 66 months, i.e. October 2001.



Roue de la turbine

Turbine runner

THE ROLE OF THE INDEPENDENT CONSULTANT IN THE MANAGEMENT OF THE CONTRACTS

Given the characteristics of the specific contractual context of the Birecik project (see above) and its special technical features, the risks that the independent consultant had to manage on behalf of the Concession Company, the Turkish State, and the Lenders are basically of four types.
These are :
◆ the risk of overrunning the contractual completion time for reasons that cannot be assimilated to cases of Force Majeure ;
◆ the risk of exceeding the foreseen quantities of works and materials, not offset by possible reductions elsewhere ;
◆ the risk of non-compliance with the contractual performance targets ;
◆ design risk.
Design risk can of course have an effect on the first three types of risk, but it can also have a significant effect on the operation of the project not only during the concession but also subsequently, after transfer to the Ministry.
The risk of overrunning the construction time is a major risk that has to be extremely strictly managed in the interest of the shareholders of the concession company, the lenders, and the Turkish State.

Main applications during the pre-construction period

Bottom outlet capacity
In the Basic Design phase the bottom outlet was designed and rated to hold or lower the reservoir level during first impounding or as safety required. The design discharge was 650 m³/s for a reservoir level up to the spillway crest, and it was assumed that the dams upstream could be relied on to reduce the flow into Birecik reservoir.
It should be pointed out that the mean annual discharge of the Euphrates ▶

seuil du déversoir, et on admettait qu'on pouvait compter avec l'aide des barrages à l'amont de Birecik, pour diminuer le débit affluent à celui-ci.
Rappelons que le débit moyen annuel de l'Euphrate à Birecik est de 960 m³/s et que le débit moyen mensuel en étiage est de 600 m³/s environ. Rappelons aussi que la capacité de la vidange est de 650 m³/s à niveau du seuil du déversoir, mais que sa moyenne, dans le domaine dans lequel seule la vidange peut contrôler les niveaux d'eau, est de 500 m³/s. Ceci signifie que pour toute manœuvre de contrôle ou pour toute opération de sécurité, l'intervention des barrages amont (notamment Atatürk) devient indispensable. Or, en conditions normales, cette fonction de rétention, qui leur est imposée, est contraire à leurs critères économiques d'exploitation. Et en conditions extrêmes de détresse, leur réaction peut ne pas être suffisamment rapide ou suffisamment durable.
La possibilité pour Birecik de gérer son propre réservoir indépendamment des barrages amont devient donc non seulement un atout, mais un besoin.
Les changements introduits en modifiant le phasage de la clôture des orifices de la dérivation provisoire, permettent d'augmenter sensiblement la capacité d'évacuation et d'assurer ainsi la maîtrise complète et indépendante des niveaux d'eau pendant le premier remplissage.
Ainsi on aura diminué, à moindre coût, les risques de non-satisfaction des performances contractuelles et de dépassement du délai de construction. Mais on aura aussi évité d'engager Atatürk dans une opération coûteuse pour le système national turc de production d'électricité.

Bassin de dissipation

L'évacuateur de crues est du type Creager, composé de 10 passes vannées de 12,50 m de long avec piles intermédiaires de 5,00 m d'épaisseur. Il est suivi d'un bassin à ressaut de 120 m de long divisé en 5 canaux regroupant chacun deux passes du déversoir.
Ce bassin de dissipation d'énergie restitue les débits au fleuve qui, sur un tronçon de 12 km environ, sera surexcavé afin d'augmenter la chute disponible pour la production d'énergie.
Les études hydrauliques, l'analyse des coûts et des bénéfices, et en somme l'optimisation de cette régularisation du fleuve n'étaient pas conclues au moment de dimensionner le bassin à ressaut. Ceci veut dire que les conditions à imposer à l'aval du bassin lors de son dimensionnement étaient incertaines, pouvant donner lieu à des excès d'excavation, donc des surcoûts, ou générant l'instabilité du ressaut qui conduirait à l'insécurité des ouvrages. Diverses alternatives de régularisation furent étudiées, cherchant à obtenir une plage de conditions aval pour le bassin à ressaut. Un modèle hydraulique permit de caler la cote du bassin de façon à offrir une marge de sécurité raisonnable malgré l'incertitude sur les données. Comme résultat de cette analyse, le bassin fut descendu de 1 m. Les surcoûts induits de ce fait furent partiellement compensés grâce à une réduction de 30 m de la longueur du bassin, jugée réalisable après étude en modèle hydraulique de la stabilité de la fosse d'érosion et des ouvrages contigus. Ainsi la participation du consultant indépendant a permis d'améliorer la sécurité d'un organe vital de l'aménagement, malgré l'incertitude associée à des données qui ne pourront être connues que plus tard, pendant le développement des études détaillées. Les surcoûts associés ont pu être atténués (ou "limités" grâce à d'autres corrections résultant de l'analyse globale du problème).

Principaux cas d'application pendant la période de construction

Sur site

Les conditions géologiques imprévues pourraient avoir des conséquences considérables, causant la ruine financière de celui qui assume le risque,

at Birecik is 960 m³/s and that the mean monthly dry-season flow is about 600 m³/s. It should be remembered too that although the bottom outlet capacity is 650 m³/s below spillway crest level, its average discharge capacity – in the range where the bottom outlet alone can control the reservoir level – is 500 m³/s.
In other words, for any routine inspection operation or for any emergency safety operation, the co-operation of the dams upstream (especially Atatürk) is indispensable. Under normal operating conditions, however, this retention function imposed on them by Birecik is contrary to their economic operating criteria. And under extremely critical conditions, they might not act sufficiently quickly, or their intervention may not be long enough.
The ability to manage each reservoir independently of the dams upstream is therefore not just an advantage but a necessity.
The changes that could be made by modifying the phasing of closure of the temporary diversion openings meant the discharge capacity could be appreciably increased, to the point where full and independent control of the reservoir level during first impounding became possible.
For the least cost, therefore, this reduced the risks of non-compliance with contractual performance targets and of overrunning construction completion dates. But it also avoided potentially involving Atatürk in an operation that could have been costly for the Turkish national electric power production system.

Stilling basin

The spillway has a Creager profile. It has ten 12.50 m long gated openings separated by 5.00 m thick piers. It is followed by a 120 m hydraulic-jump basin divided into 5 channels, each aligned with two spillway openings.
The section of river this stilling basin discharges into will be deepened over a distance of about 12 km to increase the net head for power production.
The hydraulic studies and cost-benefit analysis – in short, the optimization of the river regulation works – had not been completed when the stilling basin was designed. This meant that the discharge conditions downstream of the basin were uncertain at the design stage, and could have required extra excavation – and therefore extra cost – or could have made the hydraulic jump unstable, resulting in reduced safety of the works.
Various regulation alternatives were studied with a view to finding a range of tailwater conditions for the hydraulic-jump basin. A hydraulic model was used to set the basin level so as to provide a reasonable safety margin despite the uncertainties regarding the data. The result was that the basin was lowered one metre. The extra costs arising out of this were partially offset by a 30 m reduction in the length of the basin. Hydraulic model studies of the stability of the scour hole and adjacent works proved that the shorter stilling basin was feasible.
Thus, the participation of the independent consultant made it possible to improve the safety of a vital part of the project, despite the uncertainty over data which could only be definitively determined at a later date, i.e. during the detail design stage. The resulting extra costs were attenuated by other corrections determined by a global analysis of the problem.

Main applications during the construction period

On the works

The unforeseen geological conditions may have considerable effects causing the financial ruin of those taking them and can even result in abandonment of the project. Eventhough a lot of investigations were carried out during the design stage and before the start of construction works, the Ministry of Energy and Natural Resources of Türkiye desiring the success of the Project in the most favourable conditions, took the geological

voire l'abandon du projet. Bien qu'un nombre important d'investigations ait été réalisé pendant la phase d'études et avant le démarrage des travaux, le ministère turc de l'Energie et des Ressources naturelles, désireux de voir le projet se réaliser dans les meilleures conditions, a pris le risque géologique en compte ; celui-ci a été considéré comme un cas de "Force Majeure" dans les contrats de concession et de construction. En contrepartie, le ministère a requis l'assistance du consultant indépendant, ayant pour mission de sauvegarder ses intérêts par des conseils sur les plans techniques et contractuels.
Les investigations de subsurface (essais destructifs et non destructifs) réalisées pour le dimensionnement du barrage poids en béton de Birecik et la détermination des niveaux de fondation, ont démarré au début des années soixante et plusieurs campagnes de reconnaissance ont permis d'explorer la structure géologique, la perméabilité et les propriétés mécaniques du substratum rocheux. Aucun joint de stratification continu, rempli de matériaux présentant une faible résistance au cisaillement, n'a été rencontré au-dessous des niveaux de fondation prévus.
Avant le début des travaux de terrassement, des investigations *in situ* complémentaires, utilisant les techniques les plus modernes et les équipements les plus sophistiqués, ont été réalisées en 1996, dans le but de confirmer les résultats antérieurs. En dépit de l'attention particulière portée au problème des joints et de l'emploi des techniques adaptées afin d'éviter leur lessivage, les conclusions précédentes ont été confirmées. Les ouvrages ont alors été dimensionnés en fonction de ces résultats.
Or, lors de la réalisation des fouilles, des intercalations très minces de matériaux de très faible résistance au cisaillement, préjudiciables à la stabilité du barrage, ont été observées dans certains des joints de stratification. Le bureau d'études interne de l'entreprise EPC (l'entreprise clefs en main chargée de l'étude, fourniture, construction et mise en service de l'aménagement) Verbundplan, a proposé la réalisation de clés de cisaillement constituées par des terrassements supplémentaires dans le rocher remplis de béton. Cette solution, optimale en termes de coût et de délais, a été approuvée par le ministère et par le consultant indépendant.
La mise en évidence de ces plans de stratification remplis d'argile a été considérée par le ministère, assisté du consultant indépendant, comme un cas de force majeure au sens du marché. Bien que le contrat de construction soit un contrat clefs en main rémunéré au forfait, il a été admis que l'entreprise EPC serait rémunérée pour les travaux de terrassement supplémentaires. On notera l'absence de demande de délai supplémentaire.

Sur les performances

Pendant les phases de construction et de mise en service, le consultant indépendant a contrôlé et approuvé les études d'exécution établies par l'entreprise EPC.
Une procédure a été établie en outre, sous le contrôle et avec l'approbation du consultant indépendant, de manière à s'assurer que les projets détaillés des ouvrages de génie civil d'une part et des équipements HEM d'autre part, soient réalisés de manière coordonnée.
Les adaptations suggérées par l'entreprise EPC, pour des raisons pratiques, ou rendues nécessaires du fait des aléas du chantier, ont été vérifiées et approuvées par le consultant indépendant, qui en a contrôlé la nécessité et la pertinence et vérifié leurs répercussions éventuelles sur d'autres parties des ouvrages.
Un contrôle qualité détaillé des travaux de génie civil et des aménagements HEM a été réalisé par l'entreprise EPC elle-même pendant la phase de construction. Le consultant indépendant a discuté, contrôlé et approuvé le programme de contrôle qualité, défini les règles du contrôle

Mise en place des remblais rive gauche

Left embankment dam construction

risk and it was considered as a case of Force Majeure in the Implementation and Construction Contracts. The MENR in return, requested the involvement of an independent consultant for safeguarding his interests by advising them both technically and contractually.
The subsurface investigations (destructive and non destructive) carried out for the design of the concrete gravity section of the Birecik Dam Project and the determination of the foundation levels, started in the early sixties and several reconnaissance campaigns were conducted aiming at exploring the geological structure, permeabilities and the mechanical properties of the bedrock formations. They did not encounter continuous bedding joints filled by low shear strength material, below the designed foundation levels.
Before starting the excavation works, the so-called "further site investigations" were carried out in 1996, using the most modern techniques and sophisticated equipments aiming to confirm the former findings. In spite of the special attention paid to the problem and the sound techniques to avoid flushing, the previous conclusions were confirmed. The design of the structures was then established in accordance with these results.
However during the excavations very thin intercalations of very low shear strength were observed in some of the bedding joints which were detrimental for the stability of the dam. The Internal Designer of the EPC Contractor, Verbundplan, proposed adjustments to the design by additional rock excavation and concrete refilling. The MENR and the independent consultant, Coyne et Bellier, have approved this solution being the optimised solution both in terms of cost and scheduling.
The findings of these bedding planes filled with clay were considered by the MENR assisted by the independent consultant as a case of Force Majeure in accordance with the Contract. Even though the Construction Contract is a lump sum turnkey contract, the EPC Contractor has been entitled to receive additional remuneration for the extra excavation work he had to perform. It has to be noted that no extension of the construction schedule has been called.

On the performances

During the construction and commissioning period, The independent consultant controlled and approved the detailed design documents prepared by the EPC Contractor which directly allowed Civil Works and HEM Contractors to execute the project.
A procedure has been established, under the control and with the approval of the independent consultant, to ensure that the detailed design of civil engineering structures, on one hand, and of the HEM equipment, on the other, are carried out in a co-ordinated way
The adaptations to the design that the EPC Contractor suggested for practical reasons or changes made necessary because of unforeseen condi-

et vérifié sur place que sa mise en œuvre était correcte. Les performances visées ont ainsi été assurées.
Une équipe de spécialistes a été maintenue sur le site et tous les écarts par rapport à ces règles ont fait l'objet de rapports et d'avertissements spécifiques. L'entreprise EPC a alors soumis à l'approbation du consultant indépendant les rapports faisant état des écarts, en expliquant les origines et les causes des non-conformités observées et les actions correctives prévues.

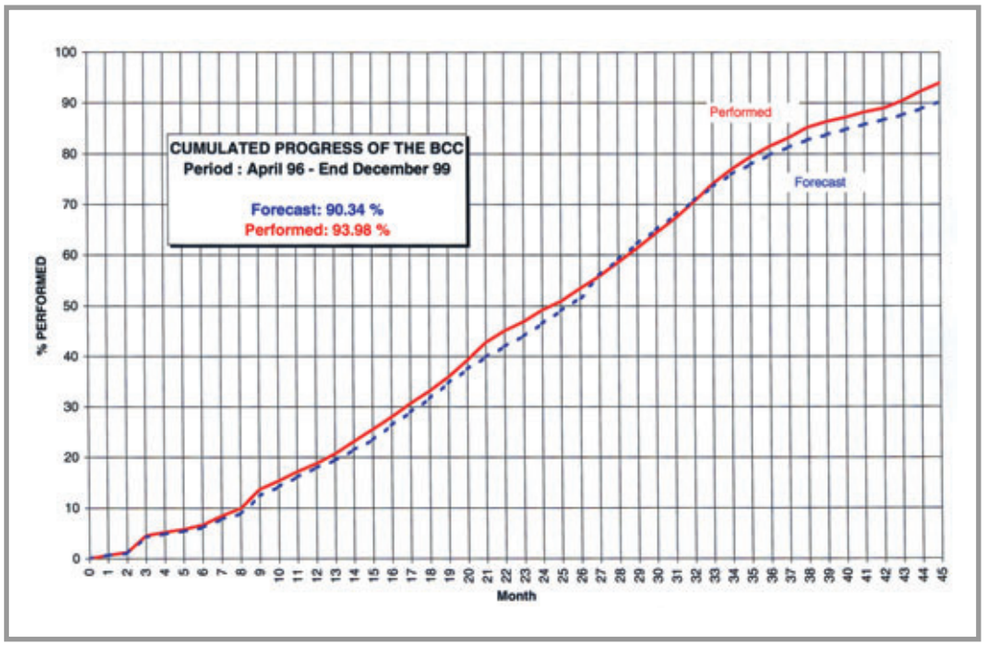


Figure 4
Avancement des travaux
Cumulated progress of the works

Sur le planning
Il n'y a pas eu d'écarts majeurs par rapport au programme de travaux prévisionnel ; les travaux sont même en avance sur le planning contractuel. Au début de l'année 2000, la plupart des travaux de génie civil était achevé et l'installation des équipements HEM était bien avancée (figure 4).
L'étroite coopération entre toutes les parties, depuis le ministère de l'Energie et des Ressources naturelles jusqu'à l'entreprise EPC, et le travail de coordination réalisé par la société concessionnaire Birecik Company, avec l'appui de son consultant indépendant, ont conduit au respect des délais tant en matière de génie civil que de fourniture et montage électromécaniques (plus de 95 % des travaux sont achevés).
Il est prévu de démarrer la mise en eau du réservoir en avril 2000, la retenue normale devant être atteinte en octobre 2000.

Sur le coût du projet
Le coût d'investissement total avait été fixé à 2 262 millions de DEM, comprenant la construction, l'ingénierie, le fonds de roulement, l'inflation estimée, les charges financières, les intérêts ainsi que des provisions. Ces provisions, qui s'élèvent à 180 millions de DEM environ, ont été intégrées au financement de manière à couvrir les dépenses imprévues – modifications du projet considérées comme nécessaires par le ministère, dépenses résultant d'un cas de force majeure, écart entre l'inflation réelle et l'inflation prévisionnelle, par exemple. On notera que le contrat de construction est un contrat clefs en main, rémunéré au forfait, mais qui intègre une clause de révision.
Le consultant indépendant assiste le maître d'ouvrage et le ministère dans la gestion des coûts : il approuve les demandes d'acompte établies en fonction de l'avancement des travaux ; il approuve également la nécessité des modifications apportées au projet lorsque celles-ci ont des conséquences financières pour le propriétaire.
On notera que, à la veille de la mise en eau, alors que 95 % des travaux sont réalisés, le coût réel du projet reste inférieur aux estimations.
Ce résultat a été obtenu grâce à une bonne gestion du contrat de construction, avec un souci permanent d'économies d'argent, de temps et de

tions has been checked and approved by the independent consultant who then controlled the need and the suitability of these adaptations and their possible repercussions on other parts of the structures.
Detailed Quality Control of Civil and HEM works during the construction phase has been carried out by the EPC Contractor. The independent consultant discussed, controlled and approved the quality control program, defined quality control rules and checked on site that this quality control is properly performed.
The objective of performances has been guaranteed. A Resident Team of specialists has been maintained on the construction site and any deviation from these rules has been subjects to special reports and warnings. In this case, the EPC Contractor submitted deviation reports to the approval of the independent consultant, explaining the origin and the reasons of the non-conformities and proposed remedial actions.

On the time schedule
There has been no major deviation from the foreseen work program and the progress of the works is even ahead of the contractual schedule. Beginning of the year 2000, most of the civil works were completed and the erection of the HEM equipment were at an advanced stage.
The close co-operation between all the involved parties from the Ministry of Energy and Natural Resources to the EPC Contractor and the co-ordination by the Birecik Company with its independent consultant resulted in a timely progress (more than 95 % completed) of the civil and electromechanical works (figure 4).
The impounding of the reservoir is scheduled to be started in April 2000 and should reach the full reservoir level on October 2000.

On the Project Cost
The Total Investment Cost of the Project has been set as 2,262,000,000 DEM including the construction, engineering, working capital, estimated escalation, financial expenses, interests and also a provisional sum. This provisional sum amounting to around 180,000,000 DEM has been secured in the financing in order to cover unforeseen expenses such as the design changes which the MENR considers necessary, the expenses arising from a case of Force Majeure and the excess of actual over forecast escalation. It has to be noted that, the Construction Contract is a lump sum, turnkey contract subject to escalation.
The independent consultant advises the Owner and the MENR in the cost management of the construction contract by approving the payment certificates established according to the actual progress of the works and also by approving the necessity of the design changes which requires the

Barrage en béton et remblais rive droite

Concrete and right embankment dams. Upstream view

quantités pour chacune des composantes du projet – lorsque cela était possible –, de manière à compenser les dépassements éventuels et les dépassements inévitables occasionnés par ailleurs. Cette gestion des "plus" et des "moins" a été une réussite à Birecik et a permis d'établir une relation gagnant-gagnant entre la société concessionnaire et l'entreprise EPC.

CONCLUSION

Les développeurs du barrage et de la centrale hydroélectrique de Birecik réalisés suivant le système du BOT (Buid-Operate-Transfer), ont désigné un consultant indépendant auprès du concessionnaire, chargé d'assister celui-ci dans la gestion du contrat de construction et par conséquent, de gérer (au sens le plus large du terme) un certain nombre de risques pesant sur ses actionnaires.

Le risque de dépassement du délai d'exécution contractuel pour des raisons qui ne peuvent être assimilées à des cas de force majeure, le risque de dépassement des quantités sans compensation possible par ailleurs, le risque de non-respect des performances contractuelles constituent trois types de risques importants dans l'exemple considéré ici. Bien sûr, le risque existe aussi au niveau des études, mais dans le cas présent, il a été géré directement par le consultant indépendant.

Ces risques, qui, par le passé, étaient assumés par les pouvoirs publics, peuvent être considérables et peuvent même conduire à l'abandon du projet. Les actionnaires des sociétés concessionnaires et leurs banquiers ont par conséquent tout intérêt à engager un consultant indépendant de manière à maîtriser un certain nombre de ces risques, notamment ceux associés aux conditions naturelles et, plus généralement, aux études, comme cela a été le cas pour le projet de Birecik.

Le projet, qui est actuellement pratiquement achevé, respecte parfaitement le planning et le budget prévisionnels. Tout laisse à penser que les performances finales seront au moins au niveau des performances attendues.

Ceci montre que l'évaluation correcte des risques avant le démarrage des travaux, avec un repérage exact des éléments à risque, ainsi que la gestion des risques en cours de construction, constituent deux éléments clés du succès d'un projet hydroélectrique de ce type, élaboré sur une base

use of the provisional sum. It has to be noted that, in the eve of the impounding of the reservoir with 95 % construction progress, the actual cost of the Project has been less than anticipated.

This result has been obtained by a proper management of the Construction Contract with a permanent concern of saving cost, time and quantities for each component of the project when these were possible, in order to offset possible and inevitable cost, time and quantities overruns. This management of the pluses and the minuses has been a success for here at Birecik and has led to a win-win relationship between the Owner and the EPC Contractor.

CONCLUSION

The developers of the Birecik Dam and HPP on a B.O.T. basis have designated an "independent consultant" to the Concessionaire to assist the concessionary company in the management of the Construction Contract and consequently to manage (in the broadest sense) a number of risks weighing over the shareholders of the company.

The risk of contractual completion time overruns for reasons that cannot be assimilated to cases of Force Majeure, the risk of excess quantities not offset by possible reductions elsewhere, and the risk of non-achievement of contractual performance levels are three important types of risk in the example considered here. Of course design risk is not absent either, but in this case it was managed directly by the independent consultant.

These risks, which in the past were assumed by the public authorities, can be considerable and can even result in abandonment of the project. The shareholders of concession companies and their bankers therefore have every interest in appointing an independent consultant to manage a certain number of those risks, particularly those associated with natural conditions and, more generally, design, as was the case for the Birecik project.

The project is now almost completed respecting fully the original construction schedule and budget. There is no doubt that its actual performance will reach the expected one.

This shows that proper risk assessment and allocation before construction and risks management during construction is a key element for achie-

BOT, comme c'est le cas pour Birecik. Ce type de gestion des risques doit être inspiré par une approche permettant d'établir une relation gagnant-gagnant entre le concessionnaire et l'entreprise EPC, et doit être mise en œuvre par un consultant indépendant, assistant le concessionnaire.

RÉFÉRENCES

[1] Onaran Y., "Birecik : Turkey's First BOT Project", *Hydropower and Dams*, Volume Six, Issue Four, 1999.
[2] Binquet J., Naderer R, Zenz G., Tekirdaglioglu E., "Concrete Dam Foundation Conditions at the Birecik Dam Project - Technical and Contractual Aspects", *International Symposium on Dam Foundations*, Problem and Solutions, Antalya, Türkiye, 1999.
[3] Binquet J., Lara A., Tardieu B., "Benefits of Risk Management. Underlying Thinking and Recent Exemples", Financing and Private Sector Participation in Water Ressources Project Workshop, ICOLD, New Delhi, 1998.
[4] Binquet J., Lara A., Tardieu B., "Bénéfice de la gestion des risques, philosophie et exemples récents", *ICOLD 19th Congress on Large Dams*, Q72 - R17, Florence, 1997.

ving a successful completion of such a hydropower project developed on a B.O.T. basis like the Birecik Dam and HPP. Such risks management shall be inspired by a win-win concern and approach implemented by an independent consultant to the Owner.

REFERENCES

[1] Onaran Y., "Birecik : Turkey's First BOT Project", Hydropower and Dams, Volume Six, Issue Four, 1999.
[2] Binquet J., Naderer R, Zenz G., Tekirdaglioglu E., "Concrete Dam Foundation Conditions at the Birecik Dam Project - Technical and Contractual Aspects", International Symposium on Dam Foundations, Problem and Solutions, Antalya, Türkiye, 1999.
[3] Binquet J., Lara A., Tardieu B., "Benefits of Risk Management. Underlying Thinking and Recent Exemples", Financing and Private Sector Participation in Water Ressources Project Workshop, ICOLD, New Delhi, 1998.
[4] Binquet J., Lara A., Tardieu B., "Bénéfice de la Gestion des Risques, Philosophie et exemples récents", ICOLD 19th Congress on Large Dams, Q72- R17, Florence, 1997.

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS
(MAIN ACTORS)

***Propriétaire* (Owner)**
Birecik Company

***Consultant* (Owner's engineer)**
Coyne et Bellier

***Entreprises* (Contractors)**
Philipp Holzmann, Strabag Austria, Gama pour le génie civil (*for Civil Works)*, ABB Alstom Power Hydraulique, Alstom Systems and Services, Alstom Acec Energie, ABB Alstom Hydro, Sulzer, and Gama pour les fournisseurs HEM (*for HEM Suppliers)* , Verbundplan pour la conception (*for design)*

RESUMEN ESPAÑOL

Aprovechamiento hidroeléctrico de Birecik, en Turquía

J. Binquet, E. Tekirdaglioglu

El aprovechamiento hidroeléctrico de Birecik, en el río Eúfrates, corresponde a un proyecto "BOT", emprendido por varios inversores privados turcos y de otros países y la TEAS (Sociedad Nacional Turca de Electricidad).
La presa, de una altura de 63 m, consta de una sección de hormigón tipo gravedad, con tomas de agua y aliviadero dotado de compuertas, cuyos cimientos toman apoyo sobre un substrato rocoso (calizas margosas con interfaces subhorizontales) y secciones laterales de tierra y escollera. Los volúmenes de hormigón y de tierra y escollera se elevan, respectivamente, a 1,8 hm³ y 8,5 hm³. La central hidroeléctrica de pie de presa está dotada de seis grupos que totalizan 672 MW de potencia instalada. Las obras dieron comienzo en abril de 1996, y su explotación comercial completa se ha proyectado para el mes de octubre de 2001 (la puesta en carga del embalse se ha proyectado para mediados del año 2000).
El consultor independiente - Coyne et Bellier - tiene a su cargo garantizar ante los accionistas de la sociedad concesionaria, sus banqueros y el Gobierno turco, que el estudio, la construcción y la puesta en servicio del aprovechamiento se efectuarán de conformidad con un programa y un coste determinados y que poseerán las prestaciones y el grado de calidad esperados.

摘要文字

土尔其别赫斯克水电枢纽工程的修建

J. Binquet, E. Tekirdaglioglu

欧发特的别赫斯克水电枢纽是一个OT水电工程，由土尔其国家电力公司、土尔其及国外的几个私人投资者共同投资修建。

该坝高63米，包括一个重力型混凝土坝面，带有蓄水及排水闸门，基础座落在岩石地层上（有水平次一级节理的海相石灰岩），两翼为回填。所用混凝土及回填的体积分别为1.8百万立方米及8.5百万立方米。脚底部的水电站装备有6个机组，总容量达672兆瓦。工程于1996年4月开工，预计于2001年10月正式运营发电（水库蓄水则计划在2000年中）。

作为独立咨询顾问的COYNE ET BELLIER公司向持有经营权公司的持股者、它们的银行及土尔其政府，负责保证工程的研究设计、施工及运营与所制定的计划一致，与所决定的费用相吻合，以达到所要求的质量和性能。

Jacques Levenq
HEAD OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURES AT THE ENGINEERING DEPARTMENT
Compagnie Nationale du Rhône

Alain Comtet
HEAD OF CIVIL ENGINEERING AND THE ENVIRONMENT AT THE OPERATIONS DEPARTMENT
Compagnie Nationale du Rhône

La réhabilitation du Vieux Rhône de Pierre-Bénite

The rehabilitation of the Old Rhône of Pierre-Bénite

L'aménagement à buts multiples de Pierre-Bénite mis en service en 1996, court-circuite une partie du lit du Rhône dans laquelle le débit réservé était limité à 10 m³/s en hiver et 20 m³/s en été. La Compagnie Nationale du Rhône, en liaison avec les collectivités locales, a décidé de porter ce débit à 100 m³/s afin de réhabiliter sur le plan environnemental cette zone périurbaine. L'article décrit les travaux réalisés pour atteindre cet objectif :
- construction d'une centrale hydroélectrique capable de turbiner 100 m³/s (2 machines de 4,3 MVA) ;
- restauration des lônes (anciens bras du Rhône) ;
- mise en place de végétation spécifique (terrestre et aquatique).

INTRODUCTION

Le débit réservé de l'aménagement de Pierre Bénite était limité à 10 m³/s l'hiver et 20 m³/s l'été. Ces valeurs, nettement inférieures au 1/20e du module du Rhône (1000 m³/s) ont entraîné, à l'aval du barrage, un abaissement des hauteurs d'eau, des vitesses et localement des nappes phréatiques adjacentes au fleuve. Cette situation a induit un processus d'eutrophisation et une baisse de l'hydrophilie des milieux, un assèchement progressif des bras secondaires du fleuve (lônes) avec transformation progressive de la forêt alluviale en forêt de bois durs réduisant ainsi la diversité écologique en favorisant les espèces les plus communes (figure 1).
Seule l'augmentation du débit réservé pouvait permettre de retrouver les biotopes et biocénoses souhaitées, la question la plus délicate étant l'optimisation de ce débit du point de vue écologique et économique (énergétique). Cette augmentation induit une perte de production hydroélectrique. Les études ont permis de montrer que ce débit devait être voisin de 100 m³/s. Il a donc été décidé de construire une petite centrale hydroélectrique au droit du barrage pour turbiner ce débit.
L'intérêt scientifique et innovateur de la démarche a mobilisé l'ensemble des acteurs du fleuve, ainsi que des scientifiques et associations liés à l'environnement. Les enjeux du site étant particulièrement forts et multiples, du fait notamment de la proximité de la ville de Lyon, ceux-ci ont entraîné l'engagement de nombreux acteurs politiques et socio-économiques.

The Pierre-Bénite multi-purpose project commissioned in 1996 short-circuits part of the Rhône bed, in which the reserved flow was limited to 10 m³/s in winter and 20 m³/s in summer. The Compagnie Nationale du Rhône, working with local communities, decided to increase this flow to 100 m³/s in order to rehabilitate this peri-urban zone from the environmental viewpoint. The article describes the works carried out to achieve this :
- construction of a hydroelectric plant capable of handling 100 m³/s (two 4.3-MVA machines) ;
- restoration of the lônes (old branches of the Rhône) ;
- setup of specific vegetation (land and aquatic).

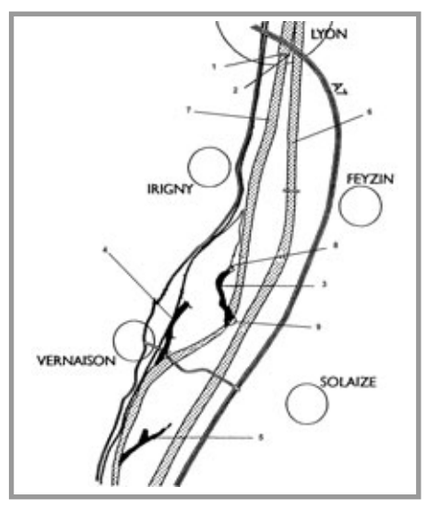


Figure 1
Plan de situation
Situation map

1 – Barrage de Pierre-Bénite
2 – Petite centrale
3 – Lône de Ciselande
4 – Lône Jaricot
5 – Lône de la Table Ronde
6 – Canal de dérivation
7 – Vieux Rhône
8 – Ouvrage d'alimentation

1 – Pierre-Bénite dam
2 – Mini hydropower
3 – Ciselande lateral channel
4 – Jaricot lateral channel
5 – Table Ronde lateral channel
6 – Tailrace canal
7 – Old River
8 – Intake

INTRODUCTION

The reserved flow of the Pierre Bénite development was limited to 10 m³/s in winter and 20 m³/s in summer. These values, considerably lower than 1/20th of the mean flow of the Rhône (1,000 m³/s) led, downstream of the dam, to a reduction of water levels and speeds and, locally, of the ground waters adjacent to the river. This situation led to a process of eutrophication, a reduction of the hydrophilic nature of the environment, progressive drying of the river's secondary branches (oxbows), with gradual transformation of the alluvial forest into hardwood forest, thereby reducing ecological diversity by favouring the most common species (figure 1).

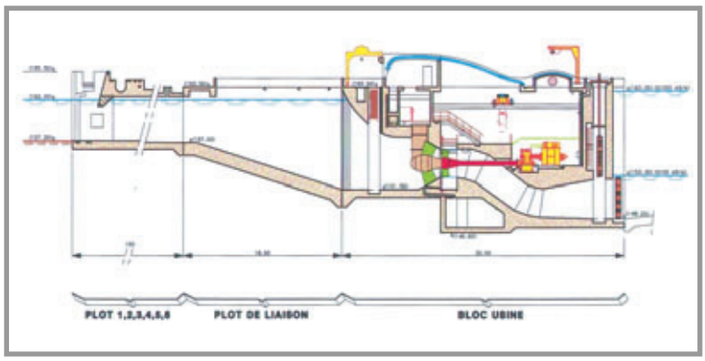


Figure 2
Petite centrale hydroélectrique - Coupe longitudinale
Small hydropower station - Longitudinal section

Photo 1
Vue générale des fouilles
General view of excavation

Photo 2
Inondation de février 1999
February 1999 flooding

Le financement de l'opération est assuré par l'Agence de l'eau Rhône Méditerranée Corse (36 %), la Compagnie Nationale du Rhône (35 %) et le SMIRIL (29 %) regroupant les collectivités territoriales (Etat, Région, Département, Grand Lyon, communes).
Le montant de l'opération de réhabilitation s'élève à 103 millions de francs en valeur 1997, HTVA dont :
◆ 21 millions de francs pour la restauration des lônes ;
◆ 67,50 millions de francs pour l'augmentation du débit réservé (construction de la petite centrale) ;
◆ 10 millions de francs pour la mise en valeur pour le public ;
◆ 4,5 millions de francs pour le suivi scientifique de l'opération.

PETITE CENTRALE HYDROÉLECTRIQUE

Caractéristiques principales et description

Implanté sur la plate-forme rive gauche du barrage, l'ouvrage comporte (figure 2) :
◆ une prise d'eau située dans le mur en aile et comportant une grille équipée d'un dégrilleur ;
◆ un canal d'amenée constitué par un double cadre en béton armé d'une centaine de mètres de longueur ;
◆ la centrale qui est équipée de deux groupes turboalternateurs de 4 MVA capables d'absorber 50 m³/s sous une chute de 8,60 m ;
◆ un canal de fuite qui restitue le débit dans le Rhône court-circuité.
Cette centrale débite sur le réseau 20 kV d'EDF et peut fournir 47,6 GWh en année moyenne.

Réalisation des travaux

La principale difficulté de réalisation est liée au peu d'espace disponible (photo 1) pour les installations de chantier et à la nécessité, pour d'évidentes raisons de sécurité, de maintenir en toutes circonstances l'accès au barrage. Ces éléments avaient conduit à prévoir pour la réalisation de

The biotopes and biocenoses could only be restored by increasing the reserved flow the most difficult problem being how to optimise this flow in ecological and economic (hydropower) terms. This increase led to a loss of hydropower production. Studies showed that the flow should be close to 100 m³/s. Therefore the decision was taken to construct a small hydropower station next to the dam to exploit this flow.
The scientific and innovative aspects of this approach raised interest from all those involved by the river, as well as scientists and environmental associations. The challenges represented by the site were considerable and numerous owing to the proximity of the city of Lyon, and consequently the involvement of players at political and socio-economic levels.
The operation was financed by the Rhone Mediterranean Corsica Water Agency (36 %), the Compagnie Nationale du Rhône (35 %) and SMIRIL (29 %) which groups the territorial authorities (State, Region, Department, Greater Lyon, and the communes).
The cost of the rehabilitation project amounts to FRF103 million (value in 1997) excluding tax, including :
◆ FRF 21 million for restoring the oxbows ;
◆ FRF 67.5 million for increasing the compensation water (construction of a small hydropower station) ;
◆ FRF 10 million for enhancement for the public ;
◆ FRF 4.5 million for the scientific monitoring of the operation.

SMALL HYDROPOWER STATION

Main characteristics and description

Installed on the platform on the left bank of the dam, the structure comprises (figure 2) :
◆ a water intake located in the wing wall, including a trash rack equipped with a trash rack cleaner ;
◆ a headrace canal made of a double frame in reinforced concrete a hundred meters long ;
◆ the power station equipped with two 4 MVA turbogenerator sets capable

Photo 3
Mise en place des avant-distributeurs
Putting into place of stay rings

Photo 4
Lône de Ciselande
Ciselande lateral channel

l'ouvrage d'amenée une fouille blindée en palplanches. Les difficultés rencontrées par l'entreprise pour mettre en place les rideaux de palplanches l'ont amené à proposer une réalisation en fouilles ouvertes. Ceci a entraîné un allongement important des délais de réalisation.
Le chantier a également été perturbé par une crue du Rhône de 4000 m³/s (période de retour proche de 10 ans) survenue en février 1999 (photo 2). Le batardeau de protection du chantier a été submergé et la fouille inondée. Bien qu'à l'époque les montages ne fussent pas commencés, la remise en état et le nettoyage des ouvrages déjà réalisés ont été rendus difficiles compte tenu de l'exiguïté de la fouille.
Commencé au printemps 1998, le chantier de génie civil s'est achevé en avril 2000 et la mise en service des groupes turboalternateurs doit intervenir en juin 2000 (photo 3).

Photo 5
Lône de Jaricot
Jaricot lateral channel

■ RÉHABILITATION DES LÔNES

Dans le but d'optimiser les effets de l'augmentation du débit réservé et à la suite d'une étude des potentiels écologiques trois lônes (anciens bras secondaires du Rhône) ont été sélectionnées et ont fait l'objet d'une restauration :
◆ la lône de Ciselande située en rive droite du Rhône, d'une longueur de 1 200 m environ, a été recreusée d'environ 3 m. Elle est connectée à l'amont et à l'aval au fleuve et constitue un bras secondaire permanent. Le profil en long a été adapté de façon à associer des zones d'écoulements plutôt lents avec localement des écoulements plus vifs. Elle a un rôle important en tant que site de reproduction, d'abris et de nourrissage des espèces fortement liées aux milieux aquatiques (photo 4) ;
◆ la lône de Jaricot également située en rive droite du Rhône, d'une longueur d'environ 800 m, a été recreusée d'environ 4 m. Cette lône implantée plus à l'intérieur de la plaine alluviale est plus étroite et ombragée que la lône de Ciselande. Son alimentation hors crues est essentiellement phréatique avec une restitution aval au Rhône. Les écoulements sont lents mais la qualité et la fraîcheur de l'eau constitue un milieu très favorable à la faune piscicole (photo 5) ;
◆ la lône de Table Ronde située en rive gauche du Rhône a été recreu-

of taking a flow of 50 m³/s under a head of 8.60 m ;
◆ a tailrace canal which restores the flow to the Rhone bypassed by the development.
The hydropower station feeds the EDF's 20 kV network and can provide a mean supply of 47.6 GWh per year.

Carrying out the works

The main difficulty in carrying out the project is related to the limited amount of available space (photo 1) for the site installations and the need, for obvious reasons of safety, to keep access to the dam open permanently. These factors made it necessary to plan for excavation shielded with sheet pile. The difficulties encountered by the contractor in installing the sheet pile cutoffs led it to propose open excavations which has resulted in substantial extensions of construction lead-times. The site was also disturbed by a flood of the Rhône of 4,000 m³/s (period of recurrence close to 10 years) which occurred in February 1999 (photo 2). The coffer dam protecting the site was submerged and the excavation flooded. Although no equipment has been erected at this point, overhauling and cleaning the structures already built were difficult due to the narrowness of the excavation. Begun in spring 1998, the civil engineering site was completed in April 2000 and the turbogenerators will be commissioned in June 2000 (photo 3).

■ REHABILITATION OF THE OXBOWS

In view to optimising the effects of increasing the compensation water and following a study of the ecological potential, three oxbows (former secondary channel of the Rhone) were selected and restored :
◆ the oxbow of Ciselande, located on the right bank of the Rhône, with a length of 1,200 m long was excavated to a depth of about 3 meters. It is connected up and downstream and constitutes a permanent secondary branch. The longitudinal profile was adapted so as to associate areas with rather slow flows with localised faster flows. It plays an important role as a site for reproduction, shelter and feeding for species favouring aquatic environments (photo 4) ;
◆ the oxbow of Jaricot, also located on the right bank of the Rhone, with a length of approximately 800 m, was excavated to a depth of about 4 meters. This oxbow situated further into the alluvial plain is straighter and more shaded than the that of Ciselande. Excluding floods, it is supplied by ground water for the most part which flows out into the Rhone ▶

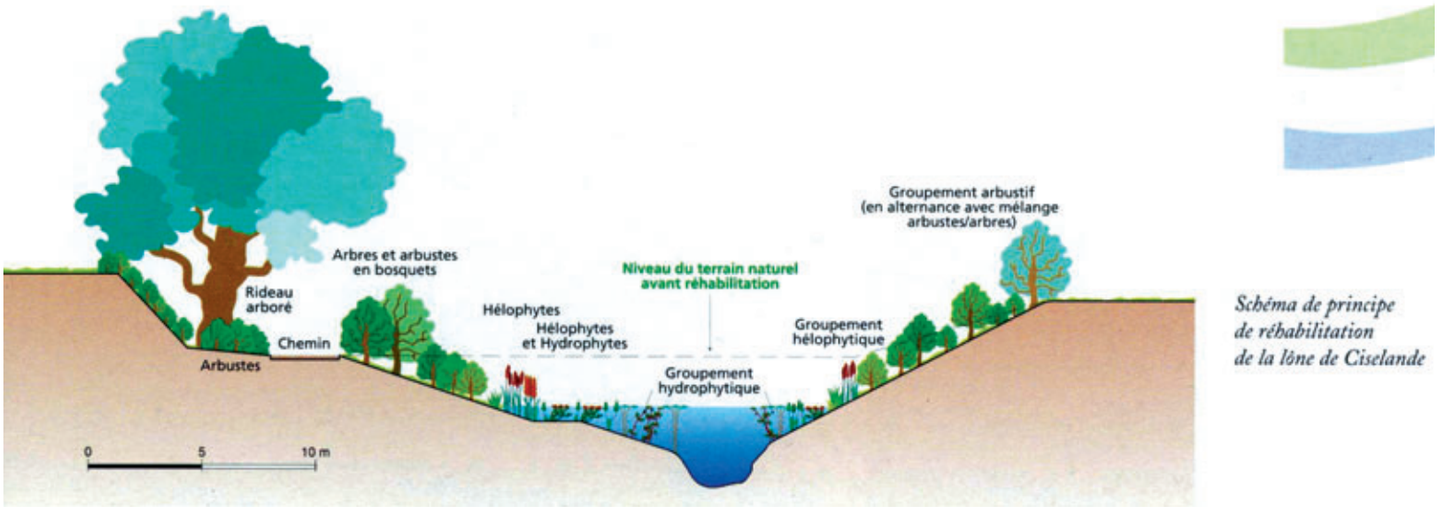


Figure 3
Schéma type de réhabilitation paysagère
Landscape rehabilitation. Typical lay-out

Photo 6
Lône de Table Ronde
Table Ronde lateral channel

MAIN PARTICIPANTS

Promoter
Compagnie Nationale du Rhône – Operations Department

Design Engineer
Compagnie Nationale du Rhône – Engineering Department

Contractors

Small power station - Civil engineering
Entreprise des Travaux Publics de l'Ouest (ETPO)

Earthworks subcontractor
Dragages et Travaux Publics

Electromechanical equipment
Groupement Bouvier Hydro and Fournie Grospaud

Oxbows - Earthworks
Dragages et Travaux Publics (DTP)

Temporary bridge
Entreprise Tournaud and Centre National des Ponts de Secours

Plantations
Parcs et Sports

MAIN QUANTITIES

- Concrete : 8,000 m³
- Sheet pile : 600 t

Earthworks
- Small power station : 100,000 m³
- Oxbows : 120,000 m³

sée dans la partie aval d'un ancien bras secondaire afin de constituer une "reculée" sans vitesse. Le niveau d'eau est directement influencé par celui du Rhône. L'intérêt de cette lône réside dans les biotopes favorables à la faune aquatique et terrestre, et à la flore rivulaire (photo 6). Les travaux qui ont nécessité l'évacuation d'environ 120 000 m³ ont été réalisés par des moyens terrestres.
Afin de limiter l'impact des transports de matériaux dans l'agglomération riveraine de Vernaison, il a été nécessaire de mettre en œuvre un pont provisoire permettant le franchissement direct du Rhône.
Le chantier a débuté en février 1999 et s'est terminé en septembre 1999.

MISE EN PLACE D'UNE VÉGÉTATION SPÉCIFIQUE

L'ensemble des talus des berges et des îlots a fait l'objet de traitements particuliers (mise en place de terre végétale, réglage des talus en limon et gravier) de façon à recevoir des plantations végétales terrestres, aquatiques et semi-aquatiques (figure 3).
Les espèces mises en place sont rigoureusement identiques à celles présentes sur le site (bois durs en sommet de talus, bois tendres à proximité du plan d'eau, végétaux inféodés à l'eau...) afin de reconstituer au plus vite les liaisons avec l'environnement périphérique.
Les plantations et les enherbements ont été réalisés au cours du premier semestre 2000.

CONCLUSIONS

Cette opération rendue possible grâce à la mobilisation des collectivités locales s'inscrit dans le plan Environnement de la Compagnie Nationale du Rhône.
Ce plan définit pour les dix années à venir les actions à entreprendre pour défendre ou valoriser le patrimoine naturel lié au Rhône.
Elle est la preuve qu'il est possible d'améliorer la situation d'espaces qui avait été négligée lors des travaux d'aménagement initiaux compte tenu des priorités de l'époque.

downstream. The flows are slow but the quality and purity of the water constitute a very favourable environment for fish fauna (photo 5);
◆ the oxbow of Table Ronde, located on the left bank of the Rhône was excavated in the downstream part of a former secondary branch in order to constitute a "backwater" without flow speed. The water level is directly influenced by that of the Rhône. The advantage of this oxbow is that it constitutes a biotope favourable for aquatic and terrestrial fauna, as well as typical banks flora (photo 6).
The works, which required the excavation of approximately 120,000 m³ were carried out by land based equipment.
In order to limit the impact of solid transport near the adjacent town of Vernaison, it was necessary to install a temporary bridge crossing the Rhône directly. The works began in February 1999 and terminated in September 1999.

INSTALLATION OF SPECIFIC VEGETATION

All the slopes of the banks and islands were given specific treatment (laying of vegetable based earth, adjustment of slopes using silt and gravel) so that they could receive terrestrial, aquatic and semi-aquatic plantations (figure 3). The species planted are absolutely identical to those present on the site (hardwoods at the top of the slopes, softwoods close to the water, and semi-aquatic and aquatic plants in the water, etc.) in order to reconstitute links with the surrounding environment as rapidly as possible. Planting and grass sowing were carried out during the first six months of 2000.

CONCLUSIONS

This operation was made possible by the action of the local authorities and is part of the Compagnie Nationale du Rhône's environment plan. This defines the actions to be taken over the next ten years to enhance the natural heritage associated with the Rhône. It is the proof that it is possible to improve the situation of spaces that have been neglected during former development works that had different priorities when implemented.

RESUMEN ESPAÑOL

La rehabilitación del antiguo Ródano de Pierre Benite

J. Levenq, A. Comtet

El aprovechamiento para objetivos múltiples de Pierre Benite, que entró en servicio en 1996, cortocircuita una parte del cauce del Ródano, en la cual el caudal reservado estaba limitado a en invierno y a 20 m³/s en verano. La Compagnie Nationale du Rhône, en contacto con los entes locales, ha tomado la decisión de elevar este caudal a 100 m³/s con objeto de rehabilitar, desde el punto de vista medioambiental, esta zona periurbana. Se describen en este artículo las obras efectuadas para alcanzar semejante objetivo:
- construcción de una central hidroeléctrica capaz de turbinar un caudal de 100 m³/s, (dos grupos de turbinas de 4,3 MVA);
- restauración de los lônes (antiguos brazos del Ródano);
- implantación de vegetación específica (terrestre y acuática).

摘要文字

老皮尔－贝特运河的整治

J. Levenq, A. Comtet

皮尔－贝特工程的修建具有几个方面的目的，该工程于1996年运营，短路一部分好乐河床，放水量冬天限制在每秒10立方米，夏天为每秒20立方米。好乐河全国管理公司，与当地有关政府联合决定把放水量提高到每秒100立方米，以规划环绕城区的环境状况。本文介绍所进行的工程以达到这一目的：

- 修建一个装有每秒100立方米发电机的水电站（2台4.3MVA机组）；
- 整治河的两翼（好乐河的老臂部）；
- 培植一些特别植物（陆生及水生的）。

Quatre solutions économiques nouvelles pour le contrôle des crues

Four new low-cost solutions for flood control

L'objectif usuel du contrôle des crues est de ramener le débit maximum d'une crue centennale au débit d'une crue décennale.
L'utilisation très économique d'éléments fusibles divers permet, dans de nombreux cas, d'atteindre cet objectif :
- en utilisant mieux beaucoup de barrages non vannés existants ;
- en concevant les ouvrages de stockage nouveaux pour un meilleur contrôle des crues ;
- en concevant différemment les barrages futurs uniquement écrêteurs de crues ;
- en permettant, dans les meilleures conditions, l'ouverture de brèches dans les digues des grands fleuves pour limiter les dégâts totaux des inondations exceptionnelles.
Des données chiffrées justifient l'intérêt de ces solutions.

Usual target of flood control is to reduce flow peak of a 100 years flood to the flow peak of a 10-years flood.
It may be reached in many cases if using low cost fuse elements :
- for better utilization of existing ungated reservoirs ;
- for cheaper design of new dams ;
- for new designs of flood control dams ;
- for optimizing breaching of large rivers dykes during exceptional floods.
Cost data do substantiate proposed solutions.

Les dommages dûs aux crues sont en augmentation : ils peuvent être dûs à des grands fleuves inondant pendant des semaines des régions entières ou à des crues de quelques heures sur des bassins versants de quelques centaines de km². L'amélioration des prévisions météorologiques et des communications réduit le nombre annuel de victimes (qui se compte cependant par milliers) mais le montant annuel des dommages s'accroît fortement, en particulier en Asie avec la population et la valeur des biens. Il dépasse largement 10 milliards de $ par an.
La plupart des dommages est due à des crues supérieures à la crue décennale et inférieures à la crue centennale. L'objectif usuel est donc de limiter le débit de ces crues au débit de pointe de la crue décennale, c'est-à-dire de le réduire de 30 à 50 %. Il est moins rentable de contrôler les crues millénales ou dix millénales mais de telles crues ne doivent pas mettre en danger les barrages utilisés.
Il est en fait possible d'améliorer le contrôle des crues sur des milliers de barrages non vannés existants et sur la plupart des barrages nouveaux. Il est possible aussi de mieux contrôler les crues des grands fleuves. Ces améliorations peuvent être importantes, très peu coûteuses, très rapides. Elles sont basées essentiellement sur un nouveau mode d'utilisation d'éléments fusibles de divers types qui ont surtout été utilisés jusqu'à maintenant pour accroître la capacité des réservoirs ou le débit des déversoirs. On présente ci-dessous quelques modèles d'éléments fusibles, leur mode d'utilisation et leur coût.

DISPOSITIFS FUSIBLES

Divers dispositifs ont été utilisés depuis longtemps dans beaucoup de pays. Certains ont été étudiés et contrôlés sommairement, cependant le pourcentage d'incidents causés a été faible et même plus faible qu'avec des vannes classiques.
Quelques dispositifs plus récents qui peuvent être facilement étudiés,

Flood damage is on the increase world-wide ; it can be caused by main rivers flooding enormous areas for weeks at a time, or by flash floods in catchment areas of hundreds of square kilometres. Better weather forecasting and communications are reducing the numbers of annual fatalities (thousands nevertheless), but the amount of annual damage is increasing sharply, particularly in Asia, due to increases in population and the value of equipment. It is now well above US$10 billions per year.
Usually most damage is due to floods larger than the 10-year flood and smaller than the 100-year flood. Consequently, to avoid this damage, the main target of flood control is to reduce the peak flow of 20 to 100-year floods to the peak flow of the 10-year flood, i.e. to reduce it by 30 or 50 %. It is much less cost-effective to control more exceptional floods such as the 1000-year or 10,000-year floods, but these must not endanger dams used for flood control.
It is actually possible to improve the flood-control efficiency of thousands of existing ungated dams and most new ones and to better control the flood peaks of main rivers. This improvement may be very great, at very low cost, and in a short time. It is based mainly upon a new utilization of fuse elements of various kinds (until now these devices have mainly been used to increase reservoir storage or spillway capacity). Some typical fuse devices and the means and cost of using them to improve flood control are presented below.

FUSE DEVICES

Various removable or fuse devices have been used in many countries for a long time. The design and control of these devices have often been oversimplified ; however the percentage of dam incidents involving them has been low, even lower than with conventional gates.
Some more recent devices which can be easily designed, controlled, and built using local resources in most countries are presented below.

François Lempérière
PRÉSIDENT
CHAIRMAN
Hydrocoop

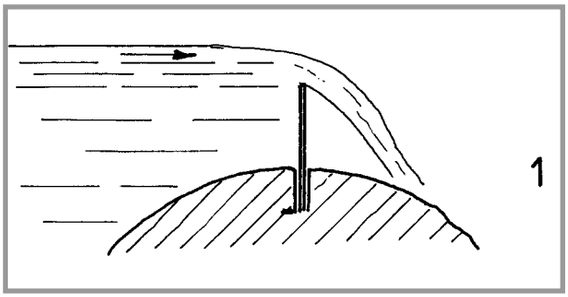


Figure 1

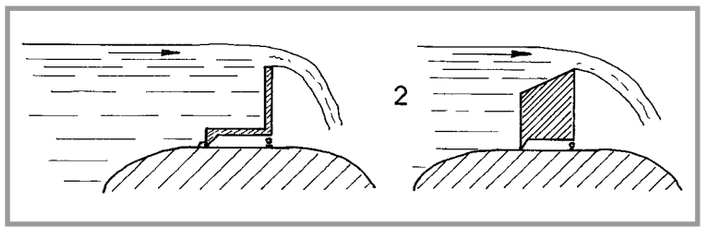


Figure 2

construits et contrôlés par les moyens locaux de la plupart des pays sont présentés ci-dessous. D'autres solutions sont aussi possibles à des coûts voisins. Dans tous les cas, des éléments indépendants sont placés côte à côte le long du déversoir. De petites différences de caractéristiques entre ces éléments entraînent l'ouverture de chaque élément pour un niveau d'eau amont légèrement différent : le débit aval augmente donc progressivement en restant inférieur au débit amont.
Les quantités données ci-dessous pour les dispositifs sont fiables et peuvent permettre une évaluation de coût dans chaque pays. Ce coût peut varier beaucoup avec les prix unitaires locaux et les coûts donnés ci-dessous ne sont que des ordres de grandeur. Ils ne comprennent pas l'impact éventuel de brevets qui peuvent s'appliquer à une partie de ces dispositifs dans nombre de pays.

Dispositif I (appelé ci-dessous tôles fusibles)

Des centaines ou des milliers de déversoirs, surtout aux États-Unis, ont utilisé depuis un siècle des "flash boards" qui sont souvent des panneaux en bois s'appuyant sur des éléments verticaux (comme des tubes d'acier) encastrés dans le béton du seuil. Leur hauteur est souvent de l'ordre du mètre. Ils sont démontés manuellement avant les crues ou sont submergés par les petites crues et plient pour un niveau amont donné, c'est-à-dire pour un certain débit de crues.
De nos jours, le faible prix et la qualité de l'acier permettent d'utiliser le même principe avec des tôles d'acier du commerce de 1 à 3 cm d'épaisseur autorésistantes à la charge d'eau et encastrées dans le seuil du déversoir (figure 1).
Une tôle d'1 cm résiste à une charge d'environ 1,5 m ou une même tôle d'1 m de hauteur peut supporter un déversement d'1 m. Si les hauteurs de la tôle et de la lame déversante sont multipliées par x, le moment est multiplié par x^3, l'épaisseur par $x^{1,5}$ et la quantité d'acier par x que multiplie $x^{1,5} = x^{2,5}$. Comme le débit n'augmente que de $x^{1,5}$ la quantité d'acier par m^3/s est multipliée par x. Le coût de cette solution très simple est très bas pour une faible hauteur et augmente avec la hauteur. L'emploi est pratiquement limité à 3 m si on utilise une tôle unique. Au-delà, on peut utiliser deux tôles ou une structure plus complexe de prix unitaire plus élevé.
L'étude, la réalisation et le contrôle sont simples, de plus il est facile éventuellement de démonter le dispositif avant la saison des crues ou de remplacer rapidement des éléments pliés par des crues exceptionnelles.

Dispositif II (appelé ci-dessous blocs fusibles)

Un bloc de béton simplement posé sur un seuil résiste à une charge d'eau jusqu'à un certain niveau amont qui peut être atteint avec ou sans déversement. Ce niveau peut être calculé (et vérifié facilement par modèle réduit) si l'on connaît la sous-pression sous l'élément, sous-pression variable avec la place de l'étanchéité.
Les solutions les plus logiques sont de simples éléments droits avec étanchéité amont et drainage sous l'élément. Quelques coupes types sont données en figure 2.
Les quantités de béton armé sont faibles, de l'ordre de 0,30 m^3 par mètre carré de bouchures de faible hauteur et 0,50 m^3 pour des éléments hauts

Other solutions are possible ; the cost range would not be much different. In all cases a number of independent elements are placed side by side along the spillway sill. Small differences between the characteristics of these elements cause tilting or bending of each element for a somewhat different pond level : the discharge thus increases progressively and is always kept lower than the inflow.
The quantities for devices given hereunder are accurate and can be used for cost estimation in all countries. The overall cost may vary considerably in accordance with local unit costs, and the following figures are but rough estimates ; they do not include the possible impact of various patents in a number of countries.

Device I (called fuseplates in what follows)

For more than a hundred years, hundreds or thousands of spillways, mainly in the United States, have used flashboards which are often wooden boards supported by vertical steel members (such as steel pipes) embedded in the sill concrete. They are most commonly around 1 metre high. They may be removed by hand before the flood season or will be overtopped by small floods and will bend for a given upstream level, i.e. for a certain flood value.
These days, the low cost and reliable characteristics of steel make it possible to apply the same principle to simple 1 to 3 cm thick steel plates embedded directly – without further support – in the existing spillway sill (figure 1).
A one centimetre thick steel plate can withstand a head of about 1.5 m Furthermore, the same steel plate 1 metre high can withstand overtopping by about one metre. If the height of the plate and overtopping are multiplied by x, the bending moment is increased by x^3, the necessary thickness by $x^{1.5}$, and the steel quantity by $x \cdot x^{1.5} = x^{2.5}$. As the discharge increases at $x^{1.5}$, the quantity of steel per cumec is multiplied by x. Although low for reduced heights, the cost of this very simple solution is less interesting for greater heights and in practical terms is limited to about 3 m if using a single standard steel plate. However, it is possible to increase this limit if 2 steel plates or a more complex structure of higher unit cost are/is used.
Beyond its easy design, construction and control, where it is advisable, this solution makes it easy to remove the device before the flood season or to quickly replace elements bent by exceptional floods.

Device II (called fuseplug hereunder)

A concrete block simply laid on a sill withstands water load up to a certain level which may be reached before or after overtopping. This level can be estimated (and easily checked by means of hydraulic model tests) in so far as the uplift under the block can be determined : this uplift varies with the place of waterproofing.
The most logical designs are simple straight elements with upstream waterproofing and proper drainage downstream. Some possible cross sections are given in figure 2.
The quantities of reinforced concrete are low, in the range of 0.30 m^3 per

jusqu'à une dizaine de mètres. On peut aussi utiliser l'acier ce qui favorise la préfabrication en utilisant de l'ordre de 200 kg d'acier par m² de bouchure.

Dispositif III (appelé ci-dessous hausses fusibles)

Les dispositifs ci-dessus sont très simples mais leur ouverture n'est pas très précise en particulier en cas de déversement. Il y a donc un risque pour les crues exceptionnelles de dépasser la cote des plus hautes eaux théoriques et de réduire un peu la revanche. On peut éviter ce risque en abaissant le niveau amont théorique d'ouverture mais on réduit par exemple de 10 ou 20 % le gain dû au dispositif.
On obtient une meilleure précision en modifiant le dispositif II pour créer une sous-pression sous l'élément pour un niveau amont précis. Ceci peut s'obtenir par un puits placé sur chaque élément (figure 3) ou par des tuyaux reliés au réservoir comportant de petites vannes ouvertes au moment requis. L'ouverture peut correspondre à un niveau prédéterminé ou à un moment précis.
La structure principale des hausses fusibles est semblable à celle des blocs fusibles mais les puits et les tuyaux et des études plus complexes augmentent substantiellement le coût total. Ces hausses fusibles ont également été utilisées avec une forme labyrinthe qui n'est pas nécessaire si l'objectif est le contrôle des crues.
Pour tous les dispositifs (I, II, II) il est nécessaire en cas de déversement mais facile et peu coûteux d'avoir toujours une bonne aération de la lame déversante.

AMÉLIORATION DU CONTRÔLE DES CRUES PAR LES BARRAGES

Barrages de stockage non vannés existants

Sur des bassins versants de moins de 1 000 km², la montée des crues se fait en quelques heures et les barrages sont généralement non vannés. Il y a ainsi dans le monde 2 000 réservoirs non vannés stockant de 10 à 100 millions de m³ et 10 000 stockant de 3 à 10 millions de m³. Leurs crues centennales sont usuellement comprises entre 100 et 2 000 m³/s. La majorité de ces barrages a moins de 30 m de hauteur, la profondeur moyenne du réservoir étant alors comprise entre 5 et 10 m.
La capacité de ces réservoirs pour l'irrigation ou l'eau potable correspond souvent à une grande part des apports annuels qui, en moyenne dans le monde, correspond à 0,30 m sur l'ensemble du bassin versant S.
La surface "s" du réservoir peut donc atteindre :

$$\frac{0{,}30\ \text{m}}{5\ \text{ou}\ 10\ \text{m}} = 3 \text{ à } 6\ \%\ \text{de la surface du bassin versant S.}$$

Le stockage utile est alors du même ordre que le volume des crues très exceptionnelles decamillénaires. La capacité entre le niveau du seuil du déversoir et la cote des plus hautes eaux (correspondant à un déversement de quelques mètres) est usuellement entre 20 et 60 % du stockage utile et pourrait stocker ainsi une bonne partie de la crue centennale. Mais ce volume qui est totalement perdu pour le stock est aussi, en fait, à moitié perdu pour le contrôle des crues : en un siècle la hauteur de la lame déversant sur le seuil atteindra probablement seulement la moitié de la hauteur maximum.
Une solution très économique permet une meilleure utilisation de ce volume pour le contrôle des crues : le seuil existant est fermé sur 60 à 75 % de sa longueur par des dispositifs fusibles (figure 4), le débit maximum des crues usuelles (jusqu'à la crue centennale) est ainsi réduit en aval

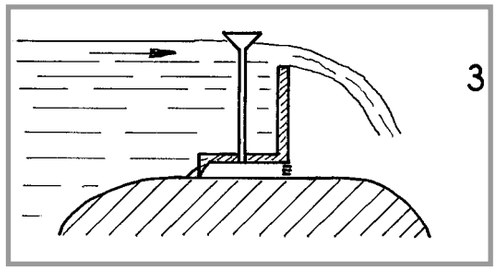


Figure 3

m² of vertical area for low heights and of 0.50 m³ for high or very high elements (up to 10 m).
Steel may be used for these structures but is usually more expensive.

Device III (called fusegate hereunder)

The devices described above are very simple but the pond level corresponding to bending or tilting is not very precisely controlled, particularly in the case of overtopping. Consequently, with exceptional floods there is a risk of reaching a reservoir level somewhat higher than the theoretical maximum water level and consequently of reducing the freeboard to some extent. It is possible to avoid this risk by reducing the design level at which tilting occurs accordingly, but this reduces the saving made with the device – by 10 % or 20 % for instance.
Greater precision is obtained if device II is modified to create uplift under the element for a precise upstream level. This may be achieved by means of a well placed in each element (figure 3) or by pipes connected to the reservoir with small valves which are opened when required : in the latter case tilting may be obtained either for a predetermined upstream level or at the most advisable time.
The main structure is the same as for device II, but together with the wells and pipes, more complex studies substantially increase the total cost. This solution has also been used with a more complex labyrinth shape, though such a shape is not necessary for flood control.
For all devices (I, II, III…) it is necessary to have proper ventilation under the overtopping nappe, but this can be achieved easily and unexpensively.

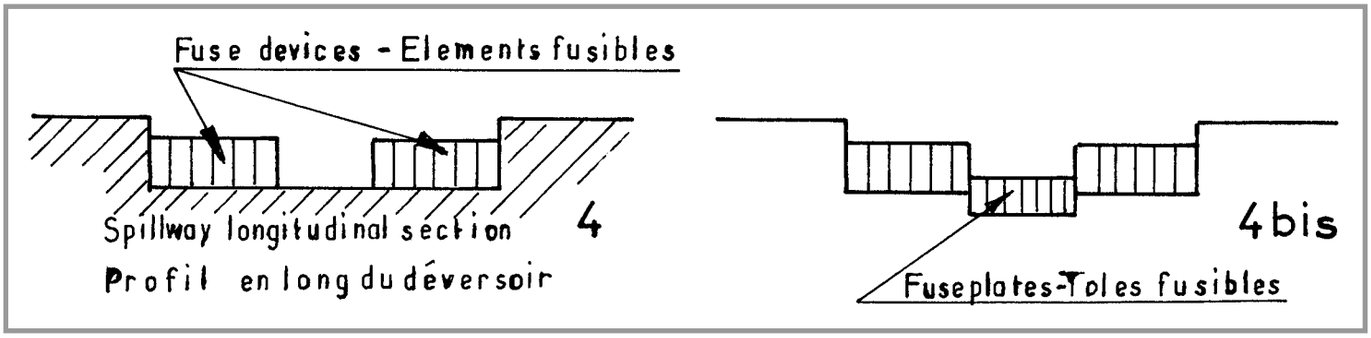
IMPROVEMENT OF FLOOD CONTROL BY DAMS

Existing ungated storage dams

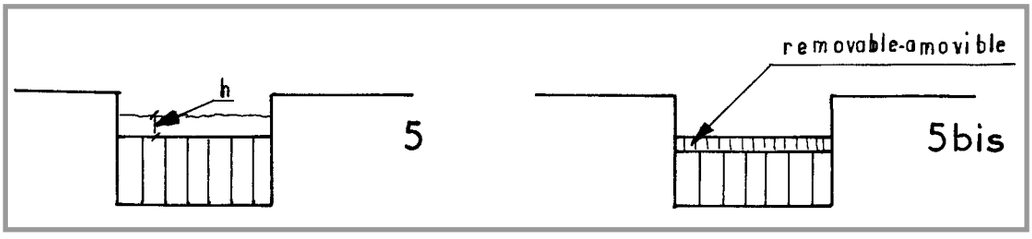
For catchment areas under 1,000 km², the time before floods peak is only a few hours and most dams are ungated. Throughout the world there are 2,000 ungated reservoirs with storage capacity of between 10 and 100 million cubic metres and 10,000 with between 3 and 10 million cubic metres. The 100-year floods for these dams are usually between 100 and 2,000 m³/s. Most of these dams are lower than 30 m and the average reservoir depth between 5 and 10 metres.
Storage of irrigation or drinking water in these dams is often a large part of the yearly inflow which, throughout the world, averages 0.30 m over the entire catchment area S. The area of the reservoir, S, may be up

$$\text{to}\quad \frac{0{,}30\ \text{m}}{5\ \text{to}\ 10\ \text{m}} = 3 \text{ to } 6\ \%\ \text{of the catchment area S.}$$

Such a dam's live storage capacity is similar to the volume of very exceptional floods such as the 10,000-year flood. The capacity between the sill of the free-flow spillway and the maximum water level is usually between 20 and 60 % of the active storage capacity and could store a large part of a 100-year flood. This capacity is totally lost for storage, and half of it is lost for flood control since over a one-hundred-year period, the flood surcharge depth obtained with the largest flood to occur is only likely to ever reach half the maximum design flood surcharge depth.
A very cost-effective solution makes better use of this capacity for flood



Figures 4 et 4b



Figures 5 et 5b

de 30 à 60 % et les éléments fusibles ne s'ouvriront que pour les crues plus fortes que la crue centennale. Ce contrôle est efficace si la surface du réservoir dépasse 1 à 2 % de la surface du bassin versant.
Des tôles fusibles (dispositif I) peuvent être utilisées pour des déversoirs de quelques centaines de m^3/s utilisant 20 à 50 kg d'acier par m^3/s de la crue de projet. Des blocs fusibles ou des hausses fusibles peuvent être utilisés pour tous les déversoirs et de préférence les hausses fusibles pour les plus importants. Elles nécessitent moins de 0,1 m^3 de béton armé par m^3/s de la crue de projet.
Par exemple, pour une crue de projet de 1 500 m^3/s et une crue amont centennale de 600 m^3/s, cette crue centennale peut être réduite en aval de 50 % x 600 = 300 m^3/s. Il faut 0,1 x 1 500 = 150 m^3 de béton armé et le coût total de l'aménagement est en monnaie locale d'une valeur de l'ordre de 50 000 US$ pour des pays comme la Chine ou l'Inde. Ce coût est un très faible pourcentage du coût initial du barrage et ne représente que 5 à 10 % du coût des barrages spécialement construits pour ce même contrôle des crues. Ceci est dû au fait qu'on ne créé pas une capacité de stockage mais qu'on l'utilise mieux.
Cette solution peut être encore améliorée en ajoutant dans la partie restée libre du déversoir des tôles fusibles de 1 à 2 m de hauteur qu'on peut aisément démonter manuellement avant la saison des crues. Le niveau haut et bas de ces tôles fusibles peut être choisi pour améliorer encore le contrôle des crues ou accroître le stockage ou pour ces deux usages. Le coût de ces tôles fusibles est faible (figure 4 bis).
S'il apparait souhaitable d'accroître le débit maximum du déversoir, c'est-à-dire la sécurité du barrage, il est également facile de déraser le seuil existant avant de placer les éléments fusibles et d'accroître en conséquence la hauteur de ces éléments.

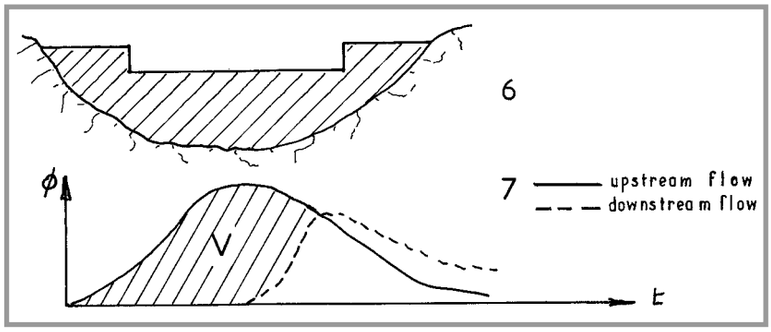
Barrages nouveaux non vannés

Si la surface du réservoir projeté est inférieure à 0,5 ou 1 % de la surface du bassin versant, on ne peut guère l'utiliser pour le contrôle des crues. On peut, par contre, réduire le coût du déversoir et/ou augmenter le stockage utile en utilisant par exemple un déversoir fixe en forme de labyrinthe ce qui double à niveaux égaux le débit des déversoirs classiques ou divise par deux la longueur nécessaire des déversoirs. Cette solution nécessite environ 0,3 m^3 par m^3/s de la crue de projet et cette solution peut être particulièrement économique avec des faibles coûts de main d'œuvre en Asie ou en Afrique. En utilisant des hausses fusibles avec une forme de labyrinthe on augmente encore plus la capacité de stockage pour de mêmes quantités de béton armé.
Mais si le contrôle des crues est souhaitable et la surface du réservoir supérieure à 1 ou 2 % de celle du bassin versant, une solution très attractive peut utiliser de simples dispositifs fusibles droits comme indiqué sur la figure 5.
La hauteur "h" est choisie pour que le volume correspondant soit 50 à

control: the existing spillway is closed by fuse devices along 60 to 75 % of its length (figure 4). The peak discharge of frequent floods (up to the 100-year flood) is reduced by 30 to 60 % and only as many fuse devices as necessary will tilt or bend for floods larger than the 100-year flood. This control is efficient if the area of the reservoir is greater than 1 or 2 % of the catchment area.
Fuseplates (device I) may be used for spillways with discharge capacity of several hundred cubic metres per second (using 20 to 50 kg of steel per m^3/s); fuseplugs or fusegates can be used on all spillways (preferably fusegates for the larger ones). The quantity of reinforced concrete is less than 0.1 m^3 per m^3/s of spillway design discharge.
For a design discharge capacity of 1,500 m^3/s, the flow reduction for a 100-year flood of 600 m^3/s will be 50 % x 600 = 300 m^3/s. The volume of reinforced concrete for the devices is 0.1 x 1,500 = 150 m^3, i.e. a total cost in local currencies of less than US$50,000 in countries such as China or India. This cost is a very small percentage of the cost of the dam, and 5 or 10 % of the cost of a dam designed solely for controlling floods.
This low cost is due to the fact that the existing storage capacity is better used, rather than creating extra capacity.
The solution presented above may be further improved if low device-I (fuseplate) elements (1 or 2 m high) which can be easily removed by hand during most of the flood season are added to the free part of the spillway. The top and bottom levels of this device may be chosen to improve flood control, to increase storage, or both. The additional cost of this device is low (figure 4 b).
If it is considered advisable to increase the capacity of the spillway, i.e. to enhance the safety of the dam, it is also easy to lower the existing sill under the devices and to increase the height of the devices accordingly.

New ungated dams

If the area of the projected reservoir is less than 0.5 or 1 % of the catchment area, there is little potential for using it for flood control. However it may be desirable to reduce the cost of the spillway and increase active storage capacity. A cost-effective solution may be a fixed labyrinth overflow spillway; a labyrinth doubles the discharge capacity of an ordinary spillway or reduces the spillway length by half. The quantity of reinforced concrete required is about 0.3 m^3 per cumec of design discharge and this solution should be very cost-effective, in particular where labour costs are low, as in Asia or Africa. Using labyrinth fusegates increases the storage capacity even more, for about the same quantities of reinforced concrete.
But if flood control is of interest and the reservoir area is greater than 1 or 2 % of the catchment area, a very attractive solution may be to use straight simple fuse devices as per figure 5 "h" is designed such that the corresponding capacity is 50 or 60 % of the volume of the 100-year flood;



Figures 6 et 7

60 % du volume de la crue centennale et le débit maximum de cette crue en aval est alors réduite d'environ 50 %. Le coût du déversoir est faible car sa longueur est réduite. On utilisera de préférence des blocs fusibles ou des hausses fusibles. Dans ce dernier cas, il est même préférable de placer les puits de contrôle dans une chambre latérale et de les relier par tuyaux à la base des éléments fusibles ce qui assure une excellente précision. Comme ces éléments fusibles sont de forme simple, ils peuvent être remplacés rapidement après basculement pour une crue exceptionnelle.
Cette solution peut encore être améliorée si la partie haute des éléments, par exemple 20 % de la hauteur, peut être démontable et enlevée en saison des crues. Ceci permet d'accroître le stockage ou d'améliorer le contrôle des crues. Ces solutions peuvent s'appliquer aussi bien à des petits déversoirs qu'à de très grands ouvrages.

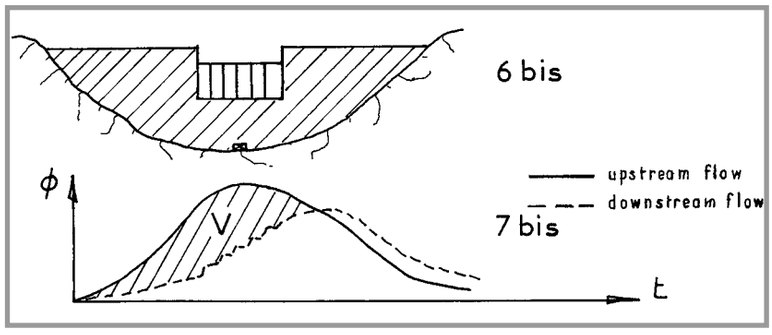
Barrage écrêteurs de crues

Deux mille réservoirs dans le monde ont pour seul but le contrôle des crues et sont presque toujours vides. Plus de 1 000 ne sont pas vannés. La même solution qu'en B1 ci-dessus peut leur être appliquée pour un coût très faible, elle permet d'étendre le contrôle des crues à des crues plus rares que dans la situation actuelle.
Des barrages nouveaux prévus uniquement pour le contrôle des crues pourraient coûter moitié moins cher que les projets traditionnels pour un même résultat.
La coupe longitudinale d'un projet traditionnel est souvent analogue à la figure 6 et l'hydrogramme correspondant de la crue maximum correspond à la figure 7. V qui est le volume total du réservoir à la cote maximale est de l'ordre de 2/3 du volume de la crue de projet.
Deux améliorations peuvent réduire de moitié le volume du réservoir et le coût du barrage (figure 6 bis) :
◆ une petite galerie toujours ouverte permet le passage du débit de pointe d'une crue décennale ;
◆ des dispositifs fusibles obturant un déversoir étroit s'ouvrant seulement pour des crues supérieures à la crue de 100 ans.
L'hydrogramme de la crue de projet est alors représenté par la figure 7 bis.
Le volume V de cette figure qui est le volume total du réservoir au niveau maximum est de l'ordre de 30 % du volume de la crue de projet, moins de la moitié du projet traditionnel et de l'ordre de 50 000 m^3/km^2 de bassin versant.
De plus, le coût d'un barrage presque toujours vide peut être nettement inférieur à celui d'un barrage de stockage car les critères de projet pour l'imperméabilité, la protection anti-vague, la revanche, les séismes sont beaucoup moins coûteux. Ces possibilités ne sont pas toujours utilisées. Par ailleurs, pour de tels barrages les critiques liées à l'environnement ou à la perte de zones cultivables ont peu de base dans ce cas.
Il y a donc un grand futur pour de tels projets optimisés. Cependant quand il existe déjà un barrage de stockage, l'amélioration suggérée en B1 est moins coûteuse que la construction d'un nouveau barrage.

■ CONTRÔLE DES CRUES DES GRANDS FLEUVES

Les zones peuplées sont souvent abritées des crues ordinaires des grands fleuves par des centaines de kilomètres de digues mais sont exposées

Figures 6b et 7b



downstream peak of this flood will be reduced by about 50 %. The spillway cost is reduced, especially for fill dams, as the spillway length L will be similar to the length of gated spillways. It is preferable to use fuse-plugs or fusegates. If fusegates are used, it is even better to place the control wells in a pier and to connect them by pipes under the fuse elements ; this achieves an excellent level of precision. As the elements are simple, they can be replaced very quickly after an exceptional flood.
This solution may be further improved if the upper part of fuse devices (for instance 20 % of their height) can be removed during most of the flood season. Thus storage or flood control can be increased, and these small upper elements can easily be removed by hand (figure 5 b).
The above solution seems very promising. It may apply equally well to small or to very large spillways.

Flood-control dams

The sole purpose of 2,000 reservoirs throughout the world is flood control, and they are empty nearly all the time. Over 1,000 of them are ungated. The same solution as in B1 above may be applied to them and would, at very low cost, extend their present flood-control efficiency to more exceptional floods such as the 500 or 1,000-year floods.
New dams proposed only for flood control could cost only half as much as traditional designs serving the same purpose.
The longitudinal section of a traditional dam is often as in figure 6 and the hydrograph of the maximum flood is as in figure 7. The total volume of the reservoir at the highest level, V, is about 2/3 of the volume of the design flood.
Two improvements may reduce the necessary reservoir capacity and the cost of the dam by half (figure 6 bis) :
◆ an ungated bottom outlet allows free discharge corresponding to the peak of a 5 or 10-year flood ;
◆ fuse devices can close a narrow spillway but should be used only for floods larger than the 100-year flood.
The hydrograph of the design flood is then as shown in figure 7 bis.
The total volume of the reservoir, V, is in the range of 30 % of the volume of design floods, i.e. often around 50,000 m^3 per km^2 of catchment area.
Moreover, the cost of such a dam – which is nearly always empty – can be much lower than for a storage dam of the same volume since the design requirements in respect of watertightness, wave protection, freeboard, and earthquakes are much less stringent. Also, criticism of dams

aux crues exceptionnelles. S'il est possible de stocker à l'emplacement et au moment optimum une petite part de la crue centennale, il est possible de minimiser le montant des dommages et le nombre de victimes.

Le volume à stocker est de l'ordre de 10 % du volume de la crue de 100 ans, soit environ 10 000 m³ par km² de bassin versant et si la zone de stockage peut être utilisée sur quelques mètres de profondeur, la surface des zones à inonder est de 2 ou 3/000 de la surface du bassin versant (200 km² pour un bassin versant de 100 000 km²).

La montée des crues des grands fleuves dure plusieurs jours et il est possible de prévoir à l'avance l'hydrogramme des crues le long du fleuve.

Plusieurs solutions pour optimiser le contrôle des crues sont analysées ci-dessous :

◆ dans divers pays, et en particulier en Chine, quelques zones de stockage inondables de 10 à 100 km² sont déterminées à l'avance et sont noyées pour les crues supérieures à la crue décennale. L'inondation peut être contrôlée par des vannes classiques ou des hausses fusibles (dispositif III ci-dessus) ouvertes au moment souhaitable. Cette solution est mal acceptée par la population concernée et, en 20 ans, les surfaces correspondantes disponibles en Chine ont été divisées par deux ;

◆ les zones à inonder peuvent être choisies pendant la crue et les digues correspondantes peuvent être ouvertes par terrassement ou explosion. Mais ces solutions sont délicates et il est difficile d'obtenir le débit voulu au moment voulu ;

◆ le principe d'une troisième solution est de ne pas modifier les digues existantes mais de préparer uniquement, en de nombreux endroits, des dispositifs permettant d'utiliser, si nécessaire, des petites longueurs de digues comme digues fusibles au moment souhaité. Le choix des emplacements à utiliser et le moment d'utilisation peuvent alors être décidés pendant la crue d'après les hydrogrammes prévus. Cela peut minimiser les dommages de toutes les crues importantes.

Cette solution est fiable si l'on est sûr que la digue est bien ouverte à la bonne place au bon moment. Or, beaucoup de digues ont été construites depuis longtemps et leur nature est mal connue. Mais si beaucoup de digues un peu argileuses peuvent supporter pendant des heures près de 0,50 m de lame déversante, tout remblai submergé par une lame d'1,50 m d'eau est rapidement emporté par érosion de pied, même avec des matériaux cohérents.

En conséquence, le projet de préparation des sections fusibles pourrait être conforme à la figure 8.

Les travaux préparatoires incluent :

◆ 20 m³/ml de remblai traditionnel ;

◆ des éléments fusibles de 2 m de hauteur placés de façon permanente ou, pour les grands fleuves à crue lente, au début de la crue.

Pendant la crue, s'il apparaît probable qu'un emplacement devra être utilisé, la partie supérieure A du remblai existant sera excavée à sec en quelques heures. Puis au moment exact souhaitable, l'élément fusible sera utilisé et la partie inférieure B de la digue sera érodée rapidement et complètement.

Différents types d'éléments fusibles peuvent être utilisés tels que des modèles de "flash boards" utilisés pour des déversoirs aux États-Unis ou des hausses fusibles présentées ci-dessus et bien adaptées aux problèmes.

Pour permettre un débit d'inondation de 1 000 m³/s, il est nécessaire de préparer une cinquantaine de mètres de digues pour un coût de l'ordre

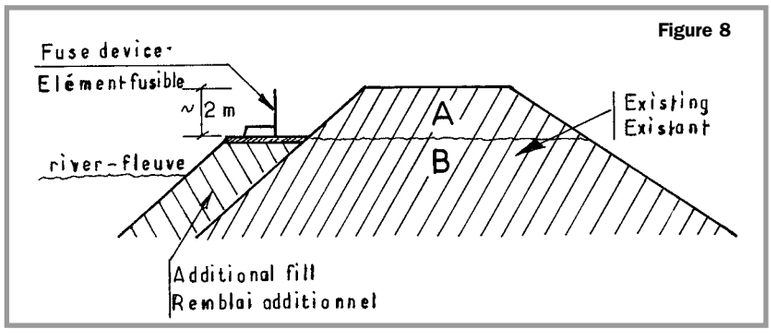


Figure 8

over their environmental impact or loss of arable land will lose much of its justification.

■ FLOOD CONTROL OF LARGE RIVERS

Populated areas along very large rivers are often saved from ordinary floods by hundreds of km of embankments but may be exposed to larger floods. If it is possible to store in a detention area at the right place and at the right time a small part of the hundred years flood volume ; it is possible to minimize the amount of damages and fatalities.

This volume to be stored may be in the range of 10 % of the volume of the hundred years floods, usually less than 10.000 m³ per km² of catchment area and necessary detention area with few meters depth is in the range of 2 or 3 per thousand of the catchment area (200 km² for a catchment area of 100.000 km²).

Time to peak of floods of such large rivers is one or several days and it is possible to forecast some time in advance probable time and value of peak flow along the river.

Some solutions to optimize flood control are analysed hereunder :

◆ in a number of countries and particularly in China, some detention areas of 10 to 100 km² are chosen in advance and are drown for floods over the 5 or 10 years flood. Drowning can be controlled by classical gates or by much less expensive fusegates as presented hereabove and opened at the most advisable time. But this solution is not well accepted by people living there and the total available corresponding areas have been reduced by over 50 % in 20 years in China. Moreover the place of these chosen detention areas is not always the best for each flood hydrogram along the river and their total area unadapted to a very exceptional flood ;

◆ areas to be inundated may be chosen during each flood and corresponding embankments may be breached by excavation or blasting. But these solutions may be risky and the flow obtained is far from the advisable value at the right time ;

◆ the basic principle of a third solution is to keep unmodified the existing embankments but to prepare at low cost in a number of places facilities in order to use small lengths of these embankments as fuse dyke at the right time. The choice of using such or such prepared place and the exact time of utilization should be decided during each main flood according to flood forecasting. This will minimize damages of all important floods.

This solution is reliable if we can be sure that the embankment is well washed out at the right place and the right time ; and many such embankments are built since long time and not well known : if many earthfill dykes (with some clay content) may withstand overtopping by 0.50 m of water during hours, any earthfill overtopped by 1.50 m of water is quickly washed out due to toe erosion even with cohesive materials.

Then, the design of prepared fuse dyke sections could be according to drawing 8.

Preparatory works should include :

◆ additional fill : about 20 m³/ml ;

◆ 2 m high fuse elements which can be there full time or placed at the beginning of the flood for very large rivers raising slowly.

During flood, if it appears that it may be necessary to use a prepared place, the part A of the existing embankment shall be excavated in the dry in few hours. Then at the exact required time the fuse element shall be opened and the part B of the dyke washed out quickly and completely.

Various types of fuse elements can be used. Several models of flash ▶

de 50 000 $ dans les pays industrialisés, moitié moins en Chine ou en Inde.
S'il apparaît nécessaire pour un bassin versant de 100 000 km² de préparer une centaine d'emplacements de ce type, l'investissement total sera de l'ordre de 5 millions de $ dans les pays industrialisés, moitié moins dans les pays en développement. Cet investissement est donc très faible pour une réduction globale des dommages très élevés.
En un siècle une partie seulement des zones préparées sera utilisée et il est probablement possible d'instituer un système d'assurance pour compenser les pertes des zones inondées.

CONCLUSION

Les dispositifs fusibles présentés ci-dessus sont similaires aux dispositifs déjà utilisés pour de nombreux déversoirs et sont même plus simples pour les utilisations proposées ici.
Mais les quatre façons proposées ici pour les utiliser en contrôle de crue sont des solutions nouvelles. Elles apparaissent très intéressantes et peuvent être vérifiées et optimisées aisément par les Autorités, les maîtres d'ouvrage et les bureaux d'études. Ces solutions peuvent être utilisées pour des barrages de toutes tailles, aussi bien dans les pays industrialisés que dans les pays en développement où ils peuvent être étudiés et construits par les moyens locaux.

boards used for spillways in U.S. could be used here; fusegates (device III) as presented hereabove may be also a good solution.
Such a fuse dyke element allowing a flow of 1.000 m³/s shall be in the range of 50 m long and cost of preparating works in the range of 50.000 US$ in industrial countries, half in countries such as China or India.
For a catchment area of 100.000 km², it may be necessary to prepare one hundred such fuse dyke places and the total investment should be in the range of 5 millions US$ in industrial countries and half in not industrial countries, which is a very low investment.
Global saving due to minimizing damages should be very high. A part only of the prepared places should be used in a century and it would be possible to have an insurance system and to compensate inundated areas for losses.

CONCLUSION

Fuse devices presented hereabove are similar to devices already used in many spillways. The four ways of using them for flood control as presented here are new. They appear very attractive and may be easily checked and optimized by Authorities in charge of flood control, Dam Owners and Consultants. They can be used for small or very large dams as well in industrial or not industrial countries where they can be studied and built by local resources.

RESUMEN ESPAÑOL

Cuatro nuevas soluciones económicas para el control de avenidas

Fr. Lempérière

El objetivo usual del control de avenidas consiste en reducir el caudal máximo de una avenida centenaria al caudal de una avenida decenal
En numerosos casos, la utilización sumamente económica de elementos fusibles permite alcanzar semejante objetivo, a saber:
- utilizando de mejor modo un gran número de presas sin compuertas actualmente existentes;
- diseñando nuevas presas de embalse para conseguir un mejor control de las avenidas;
- diseñando de forma diferente las presas futuras todas ellas dotadas de sistemas de laminación de avenidas;
- permitiendo, en las mejores condiciones, la apertura de brechas en los diques de los grandes ríos para limitar los daños totales causados por las inundaciones excepcionales.
Diversos datos cifrados justifican el interés de semejantes soluciones.

摘要文字

控制洪水的四种新措施

Fr. Lempérière

控制洪水的最常用目标是能将百年一遇的最大洪水量减少到十年一遇的最大洪水量。在大部分情况下，采用各种保险丝设备能以很低的费用达到这一目标：

- 优化使用在许多无闸门的坝上，
- 设计新的蓄水坝来提高控制洪水的效率，
- 采用新方法来设计坝并专门来对付洪水控制，
- 条件许可情况下，在大河的土堤低处进行开挖，以减少一些例外的洪水所造成的损失。

将通过一些具体数字来介绍这些方法的好处。

Patrick Lantheaume
DIRECTEUR TECHNIQUE
Hydroplus

Le procédé Hydroplus : Un champ d'application varié

The Hydroplus System : a flexible approach to spillway design

En raison de la variété de ses utilisations, le procédé Hydroplus apparaît désormais comme un concept nouveau qui offre une alternative au seuil libre et aux vannes, tout en disposant de son propre champ d'application, dans le domaine de la sécurité des barrages en particulier.
L'article illustre les diverses utilisations du procédé à partir d'exemples récents caractéristiques choisis parmi la trentaine d'équipement de barrages réalisés ou en cours de réalisation dans le monde.

INTRODUCTION

Le processus d'optimisation d'un évacuateur de crues lie étroitement les paramètres techniques et économiques. La recherche d'une solution tient compte à la fois des spécificités du site et des impératifs du maître d'ouvrage ; l'évaluation économique s'exprime aussi bien en termes d'investissement qu'en termes d'exploitation à long terme. L'expérience d'Hydroplus dans ce domaine s'est enrichie depuis 10 ans d'une trentaine de références réparties sur quatre continents.
Pour chaque cas, la solution s'est imposée par ses propres atouts analysés et validés en toute rigueur par les experts sur lesquels chaque maître d'ouvrage s'appuie.
La variété de ses utilisations montre que le procédé offre désormais une alternative nouvelle aux solutions traditionnelles dont font partie notamment le seuil libre et l'évacuateur vanné.
C'est particulièrement dans le cas de réhabilitations d'ouvrages existants que les hausses fusibles présentent un grand intérêt ; elles permettent dans la plupart des cas de remédier aux déficiences constatées au prix de travaux limités exécutés dans des délais restreints.
Les trois exemples suivants, puisés dans les réalisations les plus récentes d'Hydroplus, illustrent ce propos.

BARRAGE DE MONTSALVENS : RÉHABILITATION, SÉCURITÉ ET DÉVERSOIRS

De mai 1997 à novembre 1998, le barrage voûte de Montsalvens, situé dans la vallée suisse de la Jogne a fait l'objet d'importants travaux de réhabilitation pour permettre son adaptation aux exigences actuelles en matière de sécurité.

Over the last ten years the Hydroplus System has been used to solve a wide variety of problems often encountered by dam owners. The System would now seem to have established itself as an accepted alternative to free or mechanically gated spillways and in certain circumstances it can be considered to offer a whole new range of design and operational choices.
Three recently completed projects, chosen from the thirty five references around the world, are used to illustrate the flexibility of the Hydroplus System.

INTRODUCTION

Technical, environmental and economic parameters form the basis for evaluating the design of both new spillways and existing spillways requiring rehabilitation.
The technical part of the evaluation should identify the site specific constraints and opportunities which exist and design for them in a way which offers the greatest benefit to the dam owner. The economic analysis must be integrated within the evaluation and consider both the initial capital and long term operating costs applicable to the options under consideration.
In many cases where such evaluations have been performed, the Hydroplus System has consistently emerged as the preferred choice to provide additional spillway potential, flood attenuation and/or extra storage capacity without having to raise the dam's crest level.
For dam rehabilitation, fusegates offer especially great interests : they generally allow to solve safety problems at moderate costs, often within very short time.
In each of the projects identified below the final design choice was made after a careful evaluation by the dam owners and/or their chosen consultants.

MONTSALVENS DAM : REHABILITATION OF TWO SPILLWAYS TO IMPROVE DAM SAFETY

From May 1997 to November 1998, intensive rehabilitation work was undertaken on the Montsalvens dam which is located in the Jogne valley, Switzerland.
Although the integrity of the seventy five year old and 52 m high arch dam

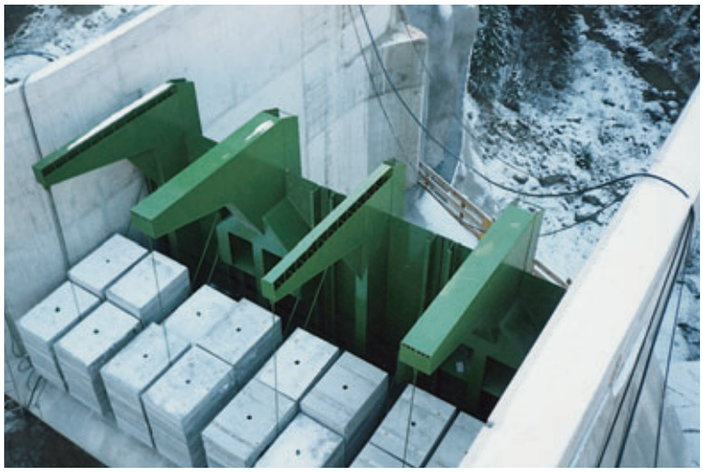


Photo 2
Détail des hausses Hydroplus

Detailed view of the Hydroplus Fusegates

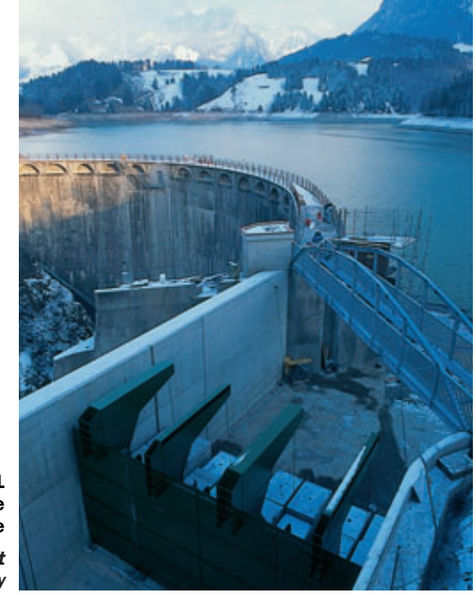


Photo 1
Vue générale du déversoir rive gauche

General view of the left bank spillway

La révision à la hausse des débits de crues extrêmes par rapport à ceux considérés lors de la construction (1921), associée à la vétusté des équipements hydromécaniques ont rendu nécessaire cette intervention pour garantir la sécurité à long terme de l'ouvrage. Le résultat de l'étude hydrologique a conduit à la redéfinition de la crue millénale, considérée comme crue de projet. Celle-ci a été portée à 346 m³/s, à comparer avec une valeur de 150 m³/s initialement en vigueur.

Les évacuateurs de crues de surface ont donc fait l'objet d'un redimensionnement qui a été réalisé sous la maîtrise d'œuvre du bureau d'ingénieur conseil Lombardi SA (Minisio).

Pour ce qui concerne l'évacuateur principal situé en rive droite, les travaux ont consisté principalement dans le remplacement de la vanne segment par une vanne secteur de dimension équivalente. Des systèmes de manœuvre à distance, depuis la centrale de Broc ont été installés. La capacité d'évacuation a été conservée à 75 m³/s.

Le déversoir secondaire en rive gauche devait, quant à lui, subir des modifications majeures permettant de multiplier par 4 environ sa capacité de décharge, tout en conservant le même niveau d'exploitation pour la retenue. Quatre variantes mettant en œuvre des boudins gonflables, des vannes secteur, des clapets et des hausses Hydroplus ont été étudiées en détail : l'évaluation a porté aussi bien sur des critères techniques qu'économiques. La sûreté des dispositifs ainsi que les contraintes d'exploitations ont été considérées (photo 1).

A l'issue de ce processus de présélection, la préférence a été donnée au système de rehausse fusibles Hydroplus. Celui-ci met en œuvre 4 hausses à crête rectiligne de 5,05 m de hauteur et 2,57 m de largeur placées sur le nouveau seuil de 10,3 m de largeur.

La géométrie particulière de l'évacuateur rive gauche laissait penser que les conditions d'approche à l'amont du déversoir étaient particulièrement perturbées. L'évaluation de l'effet de ces conditions, propres au site, sur le bon fonctionnement des hausses Hydroplus a donc été examiné au cours de deux campagnes d'essai :

◆ un premier modèle à l'échelle 1/30 a été construit dans le laboratoire d'essai hydraulique de l'Ecole Polytechnique de Lausanne. Le comportement général de l'évacuateur de crue a été examiné ;

◆ un deuxième modèle à l'échelle 1/10 a été construit sur l'évacuateur de crues du barrage de la Maigrauge afin de vérifier la fiabilité du fonctionnement du déversoir en crue (séquence de basculement des hausses) et de valider le dispositif innovant dont deux hausses ont été équipées afin de les adapter au caractère fortement tridimensionnel de l'écoulement.

La conception de l'ensemble du dispositif a été faite en étroite concertation avec l'Office fédéral de l'Economie des Eaux, organisme de sécurité des barrages à l'approbation duquel la solution a été soumise.

La mise en œuvre s'est achevée en novembre 1998 (photo 2).

L'installation des hausses Hydroplus à Montsalvens, sur un barrage voûte de 52 m de hauteur, peut être considérée comme une innovation majeure car c'est la première fois que le dispositif est utilisé sur un

was adjudged to be satisfactory, rehabilitation work became necessary in order to improve dam safety, operating requirements and to mitigate against the ageing effects mainly of the mechanical gates. Furthermore, due to an increase in the 1000 year design flood from 150 m³/s to 346 m³/s, the discharge capacity of one spillway had to be increased significantly.

The Owner, Entreprises Electriques Fribourgeoises (EEF), appointed Lombardi SA (Minisio) as Consulting Engineer to oversee the project.

The works on the right bank spillway were limited to the replacement of the radial gate with a new vertical lift gate of similar dimensions. A remote control system was installed to allow operation of the new gate from the hydropower plant located downstream in the city of Broc. Its discharge capacity was unchanged at 75 m³/s.

At the left bank spillway, major modifications were required to increase the discharge capacity by a factor of four without lowering the Full Supply Level.

Four alternatives were studied including rubber dams, radial gates, flap gates and the Hydroplus System. The detailed assessment considered both technical and operational aspects. Reliability aspects of the different systems was given a high priority (photo 1).

As a result of the study a Hydroplus solution was chosen which involved the placing of four straight crested Fusegates each 5.05 m high and 2.57 m wide on a 10.3 m long spillway sill.

Two series of model tests were carried out to analyse the hydraulic behaviour of the left bank spillway and to verify the efficiency of the Fusegates :

◆ the first model, at a 1 to 30 scale, was constructed in the hydraulic laboratory of the "Ecole Polytechnique de Lausanne". The overall behaviour of the spillway was analysed in detail ;

◆ a second model at a scale of 1 to 10 was built in the chute of the Maigrauge scheme. The reliability of Fusegate functioning in both normal and abnormal conditions was studied. The accuracy of the tilting sequence in relation to the three-dimensional flow regime was analysed resulting in a special design for the inlet wells to accommodate the disturbed upstream water nape.

The design solution was supervised and approved by the Swiss Federal Office of Water Economy, which is responsible for dam safety on a national level.

The construction work was successfully completed in November 1998 (photo 2).

The Hydroplus Solution at Montsalvens is considered to be unique as, for the first time on a dam of this size, the Fusegates are used to complement the operation of a radial gate and a bottom outlet. The combination provides the two-fold advantage of good reservoir level control and improved dam safety with respect to large floods.

It is anticipated that the System will be used more and more in the future to rehabilitate old dams in compliance with the directives of updated dam safety regulations.

barrage hydroélectrique de cette taille en complément d'organes conventionnels. Cette combinaison, qui permet d'améliorer la sûreté du barrage pour l'évacuation des crues majeures tout en gardant la possibilité de régler le niveau du réservoir à l'aide d'organes hydromécaniques, devrait trouver de nombreuses applications dans les années à venir pour la réhabilitation de barrages anciens dont la sécurité se révèle insuffisante au regard des réglementations les plus récentes.

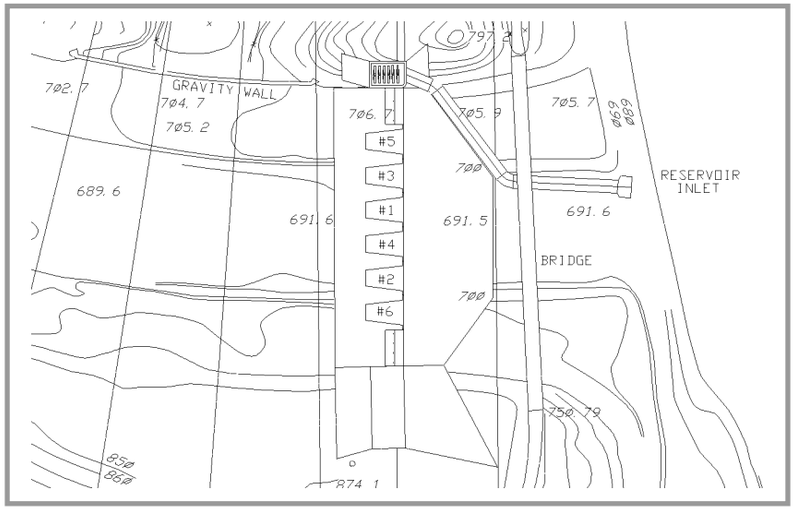


Photo 3
Vue en plan de l'aménagement projeté

General layout of the equipment

Photo 4
Vue depuis l'aval de l'aménagement (modèle réduit)

Downstream view of the spillway (model)

BARRAGE DE TERMINUS : AMÉLIORATION DU CONTRÔLE DES CRUES

L'US Army Corps of Engineer a obtenu en 1996 l'approbation du Congrès pour la réalisation de son projet d'amélioration de la capacité d'amortissement des crues du barrage de Terminus (Visalia - Californie - USA) construit dans les années soixante.

Ce projet consiste à rehausser le niveau du seuil déversant libre depuis la cote 211 m au-dessus du niveau de la mer jusqu'à la cote 218 m afin d'augmenter la capacité de stockage du réservoir et protéger ainsi la plaine située à l'aval contre des crues de période de récurrence de 70 ans au lieu de 50 ans auparavant.

Le projet initial, d'un montant de l'ordre de 50 M US$, prévoyait l'élargissement du seuil par terrassement rocheux. Une analyse multicritère, conduite lors de la phase de conception, a donné la préférence à une solution basée sur l'utilisation de hausses Hydroplus qui permet d'augmenter la cote du déversoir tout en lui conservant sa largeur initiale. Cette solution prévoit d'équiper le seuil au moyen de six hausses en béton d'une hauteur de 6,50 m et d'une largeur de 12 m, pesant chacune près de 405 t.

Le coût global de cette solution est de 33 M US$, soit une économie de 20 M US$ par rapport aux autres solutions étudiées (photo 3).

A la demande du Corps, un modèle à l'échelle 1/30, de 23 m de long et 16 m de large, a été construit dans le laboratoire de l'université de l'Utah, à Logan. Il a été équipé d'un débit de 1,7 m^3/s correspondant, par similitude, aux 9 570 m^3/s de la PMF. De nombreuses configurations ont ainsi pu être testées.

Le coursier aval présente une pente très faible de l'ordre de 1 %. Les effets du niveau d'eau aval consécutifs à cette configuration ont été examinés. Plusieurs innovations ont permis de résoudre les difficultés rencontrées.

Les essais ont conduit à regrouper les puits de prise d'eau des six hausses béton dans une tour de prise d'eau situé en rive droite du déversoir. Cette configuration présente l'avantage supplémentaire de permettre l'évacuation de corps flottants de grandes dimensions sans aucun risque de blocage ni d'accumulation.

L'entraînement des hausses dans le coursier après leur basculement a été observé en détail. Les essais sur modèle montrent que la trajectoire de chaque hausse demeure aléatoire. La bonne évacuation des débits n'est pas pour autant perturbée, même lorsque plusieurs hausses encombrent le coursier ; cette situation reste sans incidence sur le niveau d'eau à l'amont (photo 4).

Le premier basculement intervient pour une crue de 1 000 ans environ, correspondant à une crue de très faible probabilité. Les puits des hausses sont réglés à des cotes croissantes, ce qui assure une bonne progressi-

TERMINUS DAM : IMPROVING FLOOD CONTROL

When the U.S. Army Corps of Engineers wanted to increase the flood protection of the thirty eight year old Terminus Dam near Visalia, California (USA), it applied to Congress for the right to increase the height of the dam's uncontrolled spillway. In 1996, Congress approved a plan to raise the spillway crest level from 211 m to 218 m above mean sea level, thus increasing the reservoir's capacity and flood protection ability from a 50-year event to a 70-year event. The US$ 50-million plan also required a significant lengthening of the spillway.

However a value engineering analysis compared this proposal with other possibilities one of which was the Hydroplus System. At Terminus, the System proposed by Hydroplus International allowed for the Full Supply Level to be increased as required without having to increase the spillway length. The detailed evaluation undertaken by the design department of the Corps showed that the technique would also offer more control than is afforded by the originally proposed free overflow spillway. The Corps tested the proposed design at Utah State University using a physical model of the dam, spillway, and Fusegates built to a scale of 1/30.

Various configurations were tested on this 23 m long and 16 m wide model which was able to discharge 1.7 m^3/s corresponding to the 9570 m^3/s Probable Maximum Flood on the prototype.

Several innovations regarding the arrangement of the Fusegates were required because of the very shallow slope (1 %) of the channel downstream of the spillway which caused high tailwater water levels.

For Terminus, there will be six concrete cast in-situ units of 6.5 m hight and each weighing about 405 ton. Because the Corps was concerned that large debris might get caught on the tops of the wells, the design for Terminus calls for the wells to be remote from the units and situated in a separate control structure near the embankment.

The tumbling of the tilted Fusegates and their influence on the upstream

Photo 5
Déversement sur les hausses Hydroplus
Flood discharge above the fusegates

vité des basculements successifs. La crue de projet provoque le basculement progressif de l'ensemble des six hausses ; l'évacuation de la PMF sur le seuil ainsi libéré s'effectue sans dépassement des Plus Hautes Eaux Exceptionnelles.
Les essais sur modèle réduit ont mis en évidence la parfaite adéquation du dispositif avec les contraintes du projet (photo 5). Le maître d'ouvrage prévoit de démarrer les travaux au cours de l'été 2000.
Le projet de Terminus, dont la date d'achèvement est prévue pour fin 2001, sera la première installation de cette envergure aux USA. La taille et le poids des hausses béton mises en œuvre constitueront un record du monde.

L'ÉQUIPEMENT DU BARRAGE D'EIKENHOF, LA COMBINAISON RÉUSSIE DE L'ACCROISSEMENT DE CAPACITÉ DE STOCKAGE ET D'UNE MEILLEURE SÉCURITÉ

La réhabilitation du déversoir évacuateur de crues du barrage de Eikenhof, situé prés du Cap, en Afrique du Sud, combinée au rehaussement de 2 m du niveau de la retenue normale, présentait un défi à plusieurs titres. Lors de sa construction, le barrage n'avait été équipé que d'un petit déversoir latéral d'une capacité maximale de l'ordre de 200 m³/s. Cette valeur fut considérée par la suite comme insuffisante.
Lors d'une première rehausse, en 1988, un déversoir auxiliaire fut donc rajouté, afin de porter la capacité d'évacuation à une valeur de 790 m³/s et remédier ainsi à cette déficience. Cependant, compte tenu de la mauvaise qualité des matériaux constituant les coursiers et des vitesses d'écoulement élevées, de graves dommages pouvaient être craints sur ces ouvrages.
Au début de l'année 1998, Hydroplus remportait un contrat clé en main pour la seconde rehausse du barrage de Eikenhof par utilisation de hausses fusibles.
La révision de l'hydrologie fut confiée au bureau d'études ARQ. Les données hydrologiques initiales pouvaient être considérées comme fiables ; il était cependant nécessaire de procéder à une approche hydraulique plus détaillée afin d'être en mesure d'optimiser la conception des évacuateurs de crues et des hausses fusibles.
Sur le plan hydraulique, il convenait de privilégier des solutions permettant de minimiser le risque de dommages potentiels aux structures, tout en satisfaisant les contraintes propres à la sécurité du barrage.
La valeur maximale de 220 m³/s déversée par le seuil principal demeurait l'une des contraintes principales. Le système Hydroplus présentait le double avantage de satisfaire aux critères de conception énoncés, tout en permettant la rehausse de la retenue normale à PHEE constantes,

water level were also studied. The main results showed that the path of the Fusegates after tipping off the spillway sill appeared to be at random and the floods were effectively discharged without any influence on the upstream water level, even if several Fusegates were stuck in the channel at the same time.
The first unit does not tip until the occurrence of a 1 in 1000 year flood event, so the probability of it ever happening is extremely remote. Remaining units have their intake wells set at increasingly higher levels so that a sequential breaching of the System occurs. At the maximum design flood, all the units have tipped and the spillway can pass the flood unencumbered without increasing the maximum flood water level in the reservoir.
In the summer of 2000, the Corps will begin construction of the project. The total project cost using the Hydroplus System will be $33 million, which represents a saving of almost $20 million for the US Corps, State and local owners.
The Terminus Dam installation, which should be completed by the end of 2001, will be the first concrete Fusegate system used in the United States, and the highest concrete Fusegates in the world.

EIKENHOF DAM : INCREASING STORAGE CAPACITY AND ENHANCING SAFETY

Adapting the existing configuration of Eikenhof dam (Palmiet River, Western Cape, South Africa) to accommodate a 2 m raising of the full supply level presented several interesting challenges to the designer.
The dam had been originally constructed with a small service side-channel spillway of 200 m³/s maximum capacity. At the time of the first raising in 1988, it was decided that additional spillway capacity should be provided, and an auxiliary spillway was constructed to bring the combined spillway capacity to 790 m³/s. However, in view of the highly erodible material alongside the spillways and the high discharge velocities realisable in the service spillway, severe damage to both service and auxiliary spillways were to be anticipated during even moderate floods.
In early 1998, a turnkey contract was awarded to Hydroplus for the second heightening of the dam.
ARQ Specialist Engineers were appointed for the hydrology review. The hydrological data may have been acceptable for the original raising but it required a more detailed approach to facilitate an effective Fusegated spillway design.
The approach adopted for design of the new raising was one incurring a minimum impact on the structure whilst still satisfying the dam safety requirements. One of the design criteria adopted was to keep the maximum discharge in the service spillway below its calculated safe carrying capacity of 220 m³/s (not previously possible).
The major benefits of utilising the Hydroplus System were that the design criteria could be fulfilled, and the Full Supply Level be increased by the desired 2 m without increasing the maximum water level, thus obviating the need to raise the embankment.
An elegant solution was found which improved the safety of the spillway system. It involved constructing a two-cycle, fixed concrete labyrinth wall of 2 m high (developed length of 31.0 m) on top of the existing 15 m long ogee crested service spillway. An alignment of ten straight crested Fusegates each 1.8 m high and 4.5 m wide were installed on the modified auxiliary spillway sill.
The labyrinth wall crest and the fusegates crest elevations were accurately chosen and set at two different levels.
With this arrangement, the following benefits were achieved :
◆ the FSL is increased by 2 m ;

c'est-à-dire sans nécessiter la rehausse de la crête du barrage. La solution astucieuse suivante fut retenue : le seuil principal à profil Creager de 15 m de largeur fut rehaussé à l'aide d'un mur labyrinthe fixe béton de 2 m de hauteur, à deux ondes développant 31 m. Dix hausses droites béton de 1,80 m de hauteur et 4,50 m de largeur furent disposées sur le seuil auxiliaire préalablement modifié. La crête supérieure du déversoir de service a donc été portée à la cote 317,00, alors que celle des hausses était réglée à la cote 318,57 (photo 6).

L'analyse du mode de fonctionnement des évacuateurs de crues montre que cet équipement apporte de nombreux avantages :

◆ le niveau de la RN est rehaussé de 2 m ;

◆ les crues les plus fréquentes, inférieures à 50 ans, sont déversées sur le labyrinthe fixe uniquement ;

◆ pour la RDD (Recommended Design Discharge) de période de retour de 200 ans selon les règlements sud-africains, le débit dans le déversoir auxiliaire est le plus faible possible, alors même que celui du seuil principal est maintenu en deçà de 220 m³/s. A partir de ces hauteurs d'eau, cela est rendu possible par effet de saturation sur le déversoir labyrinthe, produisant une baisse significative de son coefficient de débit ;

◆ lorsque le niveau d'eau amont s'élève encore, le débit sur le déversoir secondaire augmente alors ;

◆ pour un débit de l'ordre de 260 m³/s (crue de période de retour de 500 ans environ), le premier basculement se produit. Le débit dans le déversoir secondaire s'accroît ;

◆ au fur et à mesure de l'augmentation du niveau d'eau à l'amont de la retenue, les hausses basculent en séquence, alors que le débit dans le déversoir principal est maintenu en deçà de sa limite ;

◆ la PMF est évacuée sous des PHEE conservées à leur valeur initiale.

Les travaux de construction ont été réalisés par un entrepreneur sud-africain, sous la supervision et l'assistance technique d'Hydroplus.

Les hausses droites béton, pesant 10 t environ, ont été fabriquées directement sur le seuil, en position définitive. Chacune a ensuite été soulevée à l'aide de vérins afin de s'assurer de l'absence de collage sur le seuil.

Le projet a été achevé en octobre 1998. Dés la première saison, le niveau d'eau dans la retenue a atteint la cote 316,70 soit 0,30 m en dessous de la RN, permettant de disposer des volumes nécessaires pour la période d'irrigation (octobre à avril) (photo 7).

Le Syndicat d'Irrigation Groenland a ainsi augmenté la capacité de stockage du barrage de Eikenhof de près de 19 % (de 24,4 à 29 Mm³), tout en améliorant significativement la sécurité des ouvrages.

Le barrage d'Eikenhof pourra continuer, en toute sécurité, à contribuer à l'alimentation en eau d'une région considérée comme l'un des vergers de l'Afrique du Sud.

Photo 6
Déversoirs évacuateurs de crues de Eikenhof

Eikenhof spillways

Photo 7
Les hausses Hydroplus

Detail of Hydroplus Fusegates

■ CONCLUSIONS

Lors de réhabilitations d'ouvrages, le processus d'évaluation ne peut se limiter à la seule mise en concurrence basée sur l'économie des solutions. D'autres paramètres tels que la fiabilité des équipements ou les exigences d'exploitation et de maintenance doivent être pris en compte dès la conception.

◆ the most frequent floods, up to 1 in 50 year return period, are discharged by the labyrinth wall only ;

◆ at the Recommended Design Discharge of about 220 m³/s (1 in 200 years), flow in the auxiliary spillway is very low, while flow down the service spillway is becoming throttled. This was achieved by designing the fixed labyrinth so that it becomes submerged at this level of flooding ;

◆ as the water head increases, extra water is discharged over the Fusegate crests in the auxiliary spillway ;

◆ at an outflow of around 260 m³/s, corresponding to a flood of greater than 1 in 500 year recurrence interval, the first Fusegate tips off, increasing discharge down the auxiliary spillway ;

◆ further increase in head water level causes more Fusegates to overturn down the auxiliary chute, whilst flow down the main chute is kept below its safe carrying capacity ;

◆ the Probable Maximum Flood is discharged under the original Maximum Water Level.

The civil works were undertaken by a local contractor under subcontract to Hydroplus International.

Each of the 10 ton Fusegates were cast on the sill, then jacked up to ensure no bond had formed between their bases and the sill.

En fin de compte, le choix définitif ne peut se faire que sur une analyse multicritère qui sera le reflet d'une compréhension globale du projet.
Dans la plupart des cas, le procédé Hydroplus peut offrir des solutions fiables et économiques dont la mise en œuvre pourra être réalisée dans des délais restreints.
L'expérience acquise montre qu'il se révèle intéressant non seulement pour des projets visant à l'augmentation de la capacité de stockage, mais plus encore lorsqu'il s'agit d'améliorer la capacité déversante et la sécurité des ouvrages.

BIBLIOGRAPHIE

[1] - D. Golliard, S. Chevalier. An innovative solution to a safety problem at Montsalvens dam. *Hydropower and Dams*. Issue two, 1998.
[2] - W. Rahmeyer, Fusegate Spillway, Lake Kaweah, CA, *Corps Engineering and Construction News*, June 1999.
[3] - W.D. Hakin, Hydroplus Fusegates raise Kamuzu Dam II in Malawi, *The Civil Engineering and Building Contractor*, September 1999.
[4] - P. Lazaro, D. Golliard, Confortement de l'appui gauche du barrage de Montsalvens, *Wasser, Energie, Luft*, December 1999 (pp. 295-301).
[5] - A. Yziquel, J.M. Monclar, Heightening of Malawi's Kamuzu II Dam, *Hydropower and Dams*, Issue 6, December 1999.
[6] - Q.H.W. Shaw, D.G. Cameron-Ellis, W.D. Hakin, Fusegates enhance safety and increase capacity at Eikenhof, *Hydropower and Dams*, Issue 6, December 1999.

The contract was completed in October 1998, which allowed the water level to rise within 0.3 m of the new Full Supply Level before the start of the irrigation season.
The client, Groenland Irrigation Board, has increased the live storage capacity of the dam by 19 % (from 24.4 to 29.0 million m³), whilst improving the overall safety of their asset.
Additional water will be available mainly for irrigation and municipal use in a region which can be considered as one of the dominant citrus growing regions of South Africa.

CONCLUSION

The assessment of various alternatives for dam spillway rehabilitation cannot be undertaken on a purely capital cost basis. Other parameters such as the reliability of the systems under consideration, operational requirements and maintenance aspects should be carefully evaluated. This is sometimes extremely difficult to achieve due to the large variations which can exist in these parameters when the various alternatives are analysed in detail.
The final choice results in each case from a multi criteria analysis which requires a comprehensive understanding of the project as a whole.
The flexibility of the Hydroplus System can often meet these stringent criteria. It is usually rapid to implement and competitively priced. This statement can generally be applied both for storage increase, but even more for dam safety improvement.

RESUMEN ESPAÑOL

El procedimiento Hydroplus : una amplia variedad de aplicaciones

P. Lantheaume

Debido a la variedad de sus aplicaciones, el procedimiento Hydroplus se presenta actualmente como un nuevo concepto que brinda una alternativa del umbral de vertedero libre y a las compuertas, al mismo tiempo que se dispone de su propio campo de aplicación, y, particularmente, en el ámbito de la seguridad de las presas.
Se ilustran en este artículo las diversas soluciones del procedimiento tomando como punto de partida ejemplos característicos seleccionados entre unos treinta equipos de presas realizados o en curso de realización en el mundo.

摘要文字

HYDROPLUS垫高法的应用

P. Lantheaume

由于HYDROPLUS垫高有很多种应用，HYDROPLUS方法可能在以后会成为一种新概念，它能对自由入口及闸门提供多一种选择，并具备其相应的使用范围，特别是对大坝安全性的使用。
本文将根据世界上正在修建或已修建的30多个坝的设备选择特性来介绍该方法的多种用途。

BARRAGES DE KAMUZU, RUTI ET BARRAGES INDIENS

Trois autres projets majeurs ont été réalisés récemment ou sont aujourd'hui encore en cours d'exécution :

1. La rehausse de 5 m de la retenue normale du barrage de Kamuzu II (Malawi) s'est achevée en juin 1999. Celle-ci a été réalisée à l'aide de 14 hausses béton de 5 m de hauteur construites directement à leur emplacement final, sur le seuil. Alors qu'une solution conventionnelle de rehausse du barrage et du déversoir par terrassement et génie civil demandait deux saisons, la solution Hydroplus a permis au Lilongwe Water Board de réaliser la rehausse en une seule saison, et donc de remettre le barrage en exploitation avec un an d'avance. Cette variante, meilleur marché, présentait, en outre, l'avantage de permettre l'exécution de la rehausse sans exposer le barrage aux risques dus aux crues pouvant survenir lors de cette phase de travaux (photo 8) ;

2. 500 hausses béton, de taille comprise entre 1 et 1,60 m, et 70 hausses acier de 2,0 m de hauteur sont actuellement en cours de fabrication en Inde. Elles seront prochainement installées sur huit barrages au Gujarat afin de rehausser leur niveau de retenue normale. Près de 50 millions de m³ d'eau supplémentaires seront ainsi disponibles pour l'irrigation ;

3. En mai, la préfabrication de 256 hausses béton de 1,50 m démarrera au Zimbabwe avec une cadence de 21 hausses par semaine environ. Le seuil du barrage de Ruti sera rehaussé, avec pour conséquence une augmentation de 25 % de sa capacité de stockage qui devrait atteindre 158 millions de m³.

OTHER PROJECTS UNDER CONSTRUCTION

Three other Hydroplus installations are currently underway or recently completed.

1. The 5 m raising of Kamuzu Dam Two, in Malawi, was completed in June 1999. It was achieved by using fourteen off 5 m high concrete Fusegates cast in-situ.

This solution allowed the Lilongwe Water Board to store extra water one year earlier compared with the time schedule which would have been required by the raising of the dam embankment and spillway on a conventional basis. It was, in addition, the least cost solution and offered a far less risky construction method.

2. Five hundred concrete Fusegates, ranging from 1 m to 1.6 m high, and seventy steel ones 2.0 m high are today under construction in India. They will soon equip eight dams in the State of Gujarat allowing for the storage of approximately 50 million m³ of additional water for irrigation purposes.

3. In May 2000, a precast yard in Zimbabwe will start to cast 256 concrete Fusegates of 1.5 m high. They will be used for the rehabilitation of the 700 m long spillway sill of Ruti dam. The live storage capacity will be increased by 25 %, to 158 million m³.

Photo 8
Déversement modéré sur les hausses de Kamuzu II

Moderate spillage over Kamuzu II Fusegates

La surélévation du barrage de Kamuzu II

Mise en œuvre de hausses fusibles en béton de grandes dimensions

Raising of Kamuzu II dam

Implementation of giant concrete fusegates

La ville de Lilongwe est devenue la capitale du Malawi le 1er janvier 1975. Sa population a, depuis lors, crû au rythme de 8 % par an. La croissance de la demande en eau a été satisfaite par la construction successive des barrages de Kamuzu I et de Kamuzu II.

Pour continuer à faire face à l'accroissement de la demande, le Lilongwe Water Board s'est engagé dans la surélévation du barrage de Kamuzu II où un accroissement de 5 m du niveau de la retenue normale conduit au doublement de la capacité utile (de 8,9 millions de m³ à 19,8 millions de m³).

La solution retenue pour la surélévation a consisté en l'installation de hausses fusibles en béton qui a permis d'éliminer tout risque de submersion pendant la période de travaux tout en réduisant celle-ci de moitié. Ces hausses fusibles de dimensions jamais réalisées à ce jour ont été effectuées en 8 mois avec des moyens très modestes. Cette solution sûre est donc particulièrement adaptée à des travaux de surélévation ou de réhabilitation dans des conditions économiques et de programme de réalisation très contraignants.

The city of Lilongwe became the capital of Malawi on 1 January 1975. Since then, its population has grown at the rate of 8 % a year. Water demand has been met by building two dams, Kamuzu I and Kamuzu II.

To continue meeting the ever-increasing demand, Lilongwe Water Board has decided to raise Kamuzu II dam, where the live storage capacity of the reservoir could be doubled from 8.9 million to 19.8 million m³ by raising the water level a further 5 m.

The solution adopted was to raise the dam by installing concrete fusegates.

This would avoid any risk of submersion during the works phase, while at the same time shortening the works by a half.

These fusegates, which were larger than any built so far, were completed within 8 months, using very modest means.

This reliable solution is therefore particularly appropriate in raising or rehabilitating dams when economic conditions and construction schedules are real limiting factors.

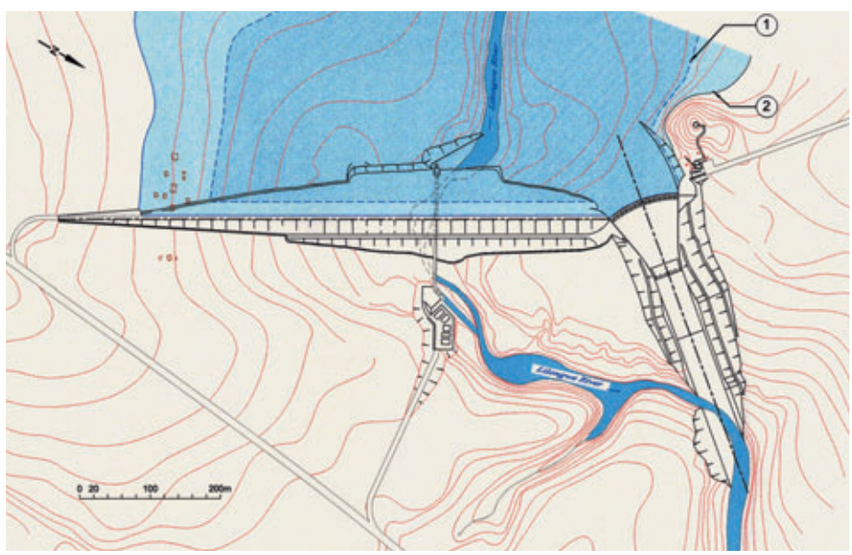


Figure 1
Vue en plan des ouvrages
1 - Niveau de retenue normale avant surélévation - 2 - Niveau de retenue normale après surélévation

Plan view of structures
1 - FSL before dam raising.
2 - FSL after dam raising

DESCRIPTION DES OUVRAGES

La vue en plan des ouvrages avant et après surélévation est décrite sur la figure 1. Les ouvrages existants comprennent :

◆ un barrage en remblai ayant les caractéristiques suivantes :
- hauteur : 30 m,
- longueur en crête : 700 m,
- pente amont : 3H/1V,
- pente aval : 3H/1V;

◆ un évacuateur à seuil libre de 105 m de longueur déversante est situé en rive gauche (figure 2). En outre la partie aval du coursier n'avait pas été revêtue lors de la construction car il avait été jugé alors que le rocher

DESCRIPTION OF STRUCTURES

Below is a plan view of the structures before and after the dam was raised (figure 1).

The existing structures include:

◆ an earthfill dam. The existing dam is an earthfill embankment with the following characteristics:
- height: 30 m,
- crest length: 700 m,
- upstream batter: 3H/1V,
- downstream batter: 3H/1V;

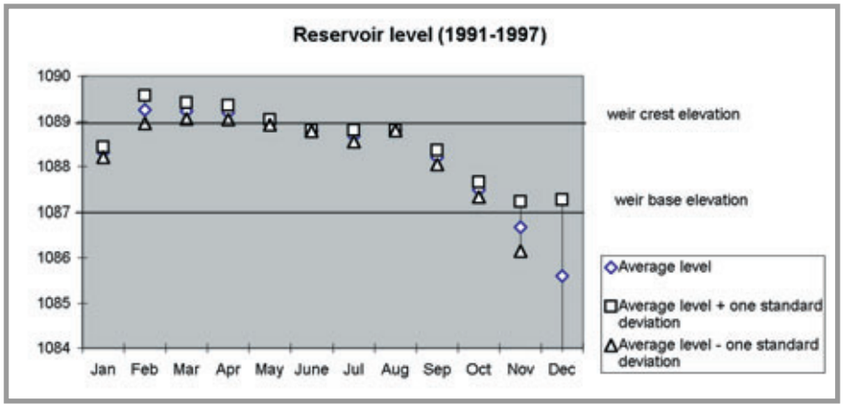
◆ an ungated spillway. The ungated spillway, which has a sill 105 m long, is situated on the left bank, as shown in figure 2.

Alain Yziquel
CHEF DE LA DIVISION
GRANDS OUVRAGES
Sogreah

Jean-Marc Monclar
CHEF D'AMÉNAGEMENT
SUR LE SITE DE LILONGWE
Sogreah

Figure 2
Vue du seuil avant surélévation
View of sill prior to raising

Figure 3
Niveau du réservoir (1991-1997)
Reservoir levels (1991-1997)



de fondation était d'une qualité équivalente à celle du béton du coursier. Après quelques années de fonctionnement le rocher s'est fortement dégradé. A l'occasion des travaux de surélévation, il a donc fallu étudier une solution pour protéger le rocher à l'intérieur du coursier mais aussi à l'aval de l'évacuateur ;

◆ un ouvrage de restitution qui consiste en une tour de prise située dans la retenue dont le débit maximal est de 8 m³/s.

■ CONDITIONS NATURELLES

Géologie de l'évacuateur

Le rocher de fondation est exposé dans le chenal de fuite de l'évacuateur. Il consiste en barres de gneiss de dureté très variable qui présentent une foliation avec un pendage aval Est 65°. Du fait de l'orientation des barres, les écoulements ont une tendance marquée à être dirigés vers la gauche. En outre, des forages pratiqués dès le commencement des travaux de surélévation ont montré que le seuil reposait sur du gneiss à biotite complètement altéré.

Hydrologie

L'apport moyen annuel est estimé à 139 millions m³ ce qui représente 14 fois le volume de la retenue avant surélévation.
La crue maximale probable a un débit maximum de 2 500 m³/s et la crue de projet (crue millénale) un débit maximum de 1 500 m³/s.
La crue de chantier est la crue ayant une période de retour de 10 ans dont le débit de pointe est 240 m³/s.
Compte tenu de la faible capacité de débit des ouvrages de restitution, la quasi totalité de la crue de chantier devait pouvoir passer dans l'évacuateur en construction.

■ CONDITIONS DE FONCTIONNEMENT

La figure 3 décrit la manière dont est géré le réservoir. Sur ce graphique sont représentés les niveaux moyens ainsi que les niveaux moyens plus ou moins un écart type pour la période 1991-1997, c'est-à-dire pour les 6 années de fonctionnement du barrage de Kamuzu II.

Furthermore, the downstream part of the spillway chute was not lined during construction, as it was believed that the foundation rock was of equivalent quality to the concrete used to construct the spillway chute. After several years of operation, the rock was severely worn. At the same time as the works to raise the dam, it was therefore necessary to study a way of protecting the rock within the chute and also downstream of the spillway ;

◆ outfall structure. The outfall structure consists of an intake tower situated in the reservoir, with a maximum flow capacity of 8 m³/s.

■ NATURAL CONDITIONS

Spillway geology

The foundation rock is exposed in the spillway chute. It consists of foliated gneiss bars of extremely variable hardness, dipping downstream at an angle of E65°. Because of the orientation of the bars, it is clear that flow has a marked tendency to run leftwards.
In addition, boreholes drilled at the start of the works to raise the dam revealed that the sill was resting on completely weathered biotite gneiss.

Hydrology

Mean annual inflow is estimated at 139 million m³, representing 14 times the volume of the reservoir before raising the dam.
The maximum probable flood has a discharge of 2 500 m³/s and the design (1 000-year flood) a maximum discharge of 1 500 m³/s.
The maximum flood for the construction phase was the 10-year flood, which has a peak discharge of 240 m³/s.
Given the low discharge capacity of the outfall structures, it is clear that practically all the construction flood would have to flow over the spillway as it was being built.

■ OPERATING CONDITIONS

Figure 3 shows the way in which the reservoir is managed. It gives the mean levels as well as the mean levels plus or minus a standard deviation for the period 1991-1997, i.e. for the 6 years of operation of Kamuzu II dam.

Il est possible de constater que le seuil déverse de la mi-janvier à la mi-mai, soit 4 mois durant. Le réservoir est maintenu plein pendant 7 mois. De plus la base du seuil (cote 1087) est submergée 10 mois sur 12. Ce réservoir est la seule ressource en eau de Lilongwe pour les mois d'étiage. Une des contraintes imposée par le propriétaire était que la surélévation devait être réalisée sans perte d'eau.

SOLUTION RETENUE POUR LA SURÉLÉVATION

Historique

L'appel d'offres pour la surélévation avait été lancé sur la base d'une solution traditionnelle par rehaussement du seuil existant de 5 m et en conséquence surélévation du barrage et des murs bajoyers de l'évacuateur de 5 m. La surélévation des murs bajoyers adjacents au barrage imposait de réaliser des excavations jusqu'à une profondeur de 3 m en dessous du niveau de retenue normale, soit à la cote 1086. Le temps alloué pour ces travaux à l'abri de batardeaux n'était que de 5 mois y compris le temps de construction des batardeaux.
Compte tenu des conditions de gestion du réservoir ainsi que du débit de pointe de la crue de chantier, la construction des murs bajoyers faisait courir le risque d'une submersion du barrage en remblai. Le programme des travaux était donc un programme en deux ans avec des contraintes très strictes sur le phasage de travaux.
L'entrepreneur adjudicataire proposa une variante de surélévation au moyen de hausses fusibles en béton.
Le prix de soumission était légèrement inférieur à celui du moins disant sur la solution de base, mais surtout résolvait élégamment le problème de la protection du barrage pendant les travaux tout en permettant de terminer la surélévation en 12 mois au lieu de 24 mois.
C'est sur ces bases que la solution des hausses fusibles en béton fut retenue.

Description de la solution hausses fusibles en béton

La solution repose sur l'utilisation de 13 hausses fusibles en béton de type labyrinthe et une hausse droite du côté droit de l'évacuateur.
La vue aérienne représentée sur la figure 4 montre la disposition des hausses.
Le choix du béton comme matériau principal de construction a été dicté par le souci de réduire les coûts d'entretien.
Les principales caractéristiques géométriques des hausses sont les suivantes :
◆ nombre de hausses : 14 ;
◆ hauteur des hausses : 5,0 m ;
◆ longueur de seuil équipé par des hausses : 105 m ;
◆ longueur de chaque hausse : 7,50 m ;
◆ niveau bas des hausses : 1089 m ;
◆ niveau haut des hausses : 1094 m.
Les hausses sont numérotées de 1 à 14 de la droite vers la gauche de l'évacuateur.
La hausse numéro 1 est une hausse droite en

Figure 4
Vue aérienne de l'évacuateur

View of fusegate layout

It can be seen that the spillway overflows from mid-January to mid-May, i.e. for four months. The reservoir is kept full for 7 months. The base of the sill (el. 1087) is submerged for 10 months of the year. This reservoir is the only source of water for Lilongwe during the months of dry weather flow. One of the requirements that the operator had to contend with was that the dam should be raised without any loss of water.

SOLUTION ADOPTED FOR RAISING THE DAM

Background

The call for tenders to raise the dam was made on the basis of a traditional solution involving raising the existing sill by 5 m and consequently raising the dam and side walls of the spillway by 5 m. Raising the side walls adjacent to the dam meant excavating down to a depth of 3 m below the normal pool level, i.e. to el. 1086. The time allowed for the works to be carried out under the protection of cofferdams was only 5 months, including the time for actually constructing the cofferdams themselves.
In view of the reservoir management conditions and peak discharge of the construction flood, building the side walls meant that there was a risk of submerging the earthfill dam. The programme of works was therefore spread over 2 years, with very strict limits in terms of works phasing.
The successful contractor proposed an alternative for raising the dam by means of concrete fusegates.
The cost of this bid was slightly lower than the lowest one for the basic solution, but its main advantage was that it was an elegant way of solving the problem of protecting the dam during the works while at the same time enabling the works to be completed in 12 months instead of 24.
It was for these reasons that the solution involving concrete fusegates was adopted.

Description of the solution involving concrete fusegates

The solution involves using 13 concrete fusegates of the labyrinth type and one made of steel on the right side of the spillway.
The bird's eye view of the scale model in figure 4 gives a good impression of the layout of the various fusegates.
The choice of concrete as main construction material was dictated by the desire to reduce maintenance costs.
The main geometrical characteristics of the fusegates are as follows:
◆ number of fusegates: 14;
◆ height of fusegates: 5,0 m;
◆ length of sill equipped with fusegates: 105 m;
◆ length of each fusegate: 7,50 m;
◆ bottom elevation of fusegates: 1089 m;
◆ top elevation of fusegates: 1094 m.
The fusegates are numbered from 1 to 14 from right to left along the spillway.
Number 1 is a straight concrete fusegate that topples for a flood with a return period of 200 years.
A progressive toppling schedule was defined

béton qui bascule pour une crue ayant une période de retour de 200 ans.
Un scénario de basculement progressif des hausses dont l'objet est de définir les cotes de basculement de chaque hausse a d'abord été défini. Cette approche a été complétée par des essais sur modèles réduits pour déterminer la meilleure séquence de basculement afin d'éviter la formation de vagues créées par la dissymétrie de l'écoulement.

Programme des travaux

Les quantités mises en œuvre pour la réalisation de la surélévation à l'aide de hausses fusibles ont été comparées avec celles de la solution traditionnelle. Les quantités de béton et de remblai représentent respectivement 50 % et 14 % de ceux de la solution traditionnelle.
En outre le principe même de la solution retenue a permis de construire les hausses pendant la période des crues ainsi que le montre la figure 5. L'entrepreneur a donc pu proposer un programme de construction en un an à comparer avec les années de la solution traditionnelle en proposant de bétonner presque simultanément le seuil et les hausses fusibles.
Les travaux sur le seuil ont été réalisés de la rive droite à la rive gauche et sur les hausses fusibles de la hausse n° 2 à la hausse n° 14. En effet, il était nécessaire de pouvoir, à la fin des travaux, faire passer le débit de la Lilongwe river par la passe de la hausse n° 1 afin de pouvoir terminer les travaux par le bétonnage de cette hausse à l'abri d'un batardeau.
L'expérience acquise montre que, sans les difficultés imprévues rencontrées avec les conditions de fondation du seuil, la totalité des travaux aurait certainement pu être réalisée en 8 mois.

Figure 5
Construction des hausses pendant la période des crues
Construction of fusegates during flood periods

DESCRIPTION DÉTAILLÉE DES OUVRAGES

Surélévation du barrage

Les niveaux de retenue normale et les niveaux des plus hautes eaux avant et après surélévation sont consignés dans le tableau suivant :

Niveau	Avant	Après
Retenue normale	1089,00	1094,00
Plus hautes eaux	1093,80	1095,67

La différence entre la cote de retenue normale est seulement supérieu-

LES PRINCIPALES QUANTITÉS

- Câbles de précontrainte : 14 tirants de 75 t
- Remblais : 11800 m³
- Béton des hausses : 550 m³
- Béton du seuil : 945 m³
- Aciers d'armature : 373 t

Coût
8,1 millions US$

first of all, with a view to fixing the elevations at which the fusegates would topple.
This was then further examined by means of a scale model in order to determine the best toppling sequence to avoid waves being formed as a result of the asymmetric flow.

Programme of works

The quantities involved for raising the dam using fusegates were compared with those of the traditional solution.
The amounts of concrete and fill represented respectively 50 % and 14 % of those required for the traditional solution.
In addition, the principle of the solution adopted here meant that the fusegates could be built during flood periods, as shown in figure 5.
The contractor could thus propose a 1-year construction schedule, in comparison with 2 years for the traditional solution, by proposing to place concrete simultaneously for the sill and fusegates.
Works on the sill were carried out from the right bank to the left bank, and on the fusegates from n° 2 to n° 14. At the end of the works, it was necessary to divert the flow of the Lilognwe river through the sluice of fusegate n° 1 in order to finish the works by concreting this fusegate under the protection of a cofferdam.
Experience showed that all the works could no doubt have been completed in 8 months without the unforeseen difficulties encountered with the sill foundation conditions.

DETAILED DESCRIPTION OF STRUCTURES

Raising of dam

The normal pool level and highest high water levels before and after raising the dam are shown in the table below:

Level	Before	After
Normal pool level	1089,00	1094,00
Highest high water level	1093,80	1095,67

The normal pool level is only 20 cm higher than the highest high water level prior to raising the dam.
As the crest of the dam prior to being raised was at 1095, it was simply a question of placing fill up to the highest high water level and adding a parapet.

MAIN QUANTITIES

- Prestressing cables : 14 tie bars, each 75 tonnes
- Backfill : 11800 m³
- Concrete for fusegates : 550 m³
- Concrete for sill : 945 m³
- Reinforcement bars : 373 tonnes

Cost
8.1 millions US$

re de 20 cm à la cote des plus hautes eaux avant la surélévation.
La crête du barrage avant surélévation étant à la cote 1095, la surélévation du barrage a donc consisté à placer du remblai jusqu'à la cote des plus hautes eaux et à ajouter un parapet.

Modification du seuil

La modification du seuil est présentée sur la figure 6. Compte tenu des contraintes liées à la maîtrise du plan d'eau, la plate-forme nécessaire à l'installation des hausses a été construite sur la partie aval du seuil existant.
Ainsi qu'indiqué plus haut, des forages de reconnaissance ont été réalisés au début des travaux afin de vérifier si la fondation rocheuse était de qualité suffisante pour supporter les efforts liés à la surélévation. Ces forages ont démontré que le rocher de fondation n'était en fait que du gneiss complètement altéré. Cette difficulté de début de chantier a été résolue par la mise en place de 14 tirants de précontrainte ancrés 17 m plus bas dans du rocher altéré. Il est à noter que cet aléa de fondation n'eut aucune conséquence sur le programme des travaux.
La mise en place des câbles de précontrainte a certes retardé la finition du seuil mais elle a été terminée avant l'arrivée du coffrage des hausses sur le chantier. Il en aurait été tout autrement avec un seuil traditionnel pour lequel la mise en place des tirants aurait été sur le chemin critique.
La partie supérieure des seuils a été bétonnée après mise en tension des tirants. Le bétonnage a été réalisé par plots alternés avec des aciers traversant les joints entre plots. De cette manière le seuil est monolithique ce qui assure une redistribution possible des efforts en cas de défaillance d'un tirant.

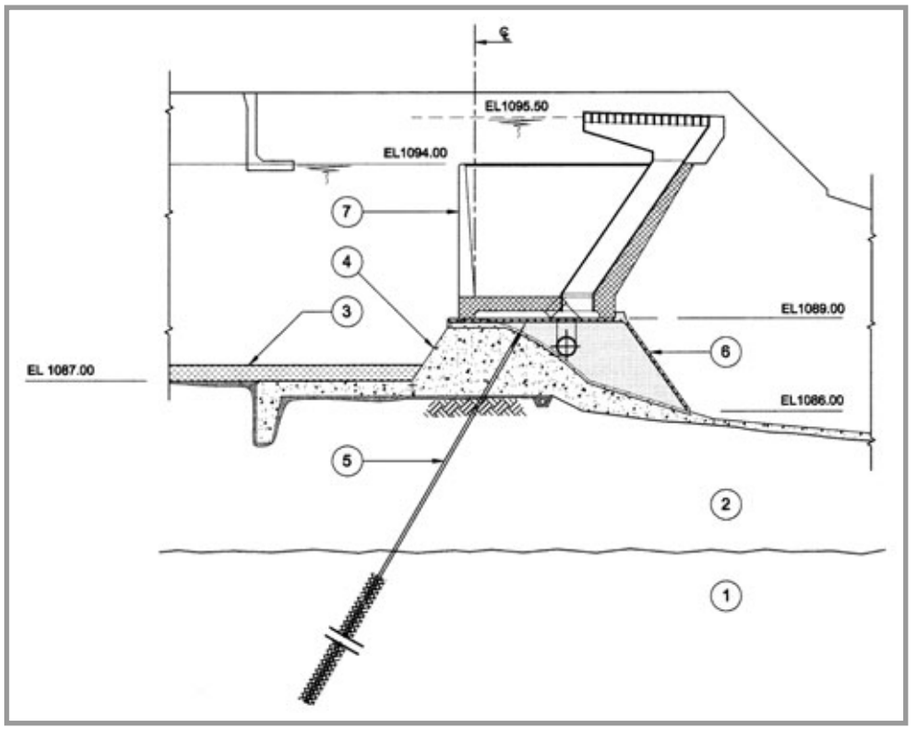


Figure 6
Modification du seuil existant
1 - Gneiss très altéré/*Highly weathered gneiss* - **2** - Gneiss complètement altéré/*Completely weathered gneiss* - **3** - Tapis amont en argile/*Clay blanket* - **4** - Seuil existant/*Existing sill* - **5** - Câble de précontrainte/*Post tensioned tendons* - **6** - Nouveau seuil/*New sill* - **7** - Hausse Hydroplus/*Hydroplus fusegate*

Modifications to existing sill

Description détaillée des hausses

Comme mentionné précédemment, des hausses de deux types sont mises en œuvre pour la surélévation du barrage de Kamuzu II :
◆ les hausses à crête labyrinthe. La hausse est constituée d'un caisson ouvert vers l'amont dont la crête a une forme labyrinthe. Cette disposition permet l'écoulement des crues modérées sous une hauteur de lame déversante réduite. La longueur développée du labyrinthe est environ 3 fois celle du seuil. Treize éléments de ce type équipent le seuil du barrage (hausses 2 à 14) ;
◆ une hausse à crête rectiligne. Il a été décidé d'incorporer une hausse de ce type suite à la demande du client qui souhaitait pouvoir remplacer très facilement la première hausse. Les hausses droites sont facile-

Modification of sill

The sill was modified as shown in figure 6. In view of the constraints linked with controlling the pool level, the platform required for installing the fusegates was built on the downstream part of the existing sill.
As indicated above, exploratory boreholes were drilled at the start of the works in order to check whether the rock foundation was of sufficient quality to withstand the forces created by raising the dam. These boreholes showed that the foundation rock was in fact completely weathered gneiss.
This difficulty at the start of the works was solved by installing 14 prestressing tie rods anchored 17 m below in weathered rock. It should be noted that this unforeseen contingency concerning the foundation had no effect on the works schedule. The installation of prestressing cables indeed delayed completion of the sill, but it was completed before the fusegate forms arrived on site. This would not have been the case with a traditional sill, where the installation of tie rods would have been on the critical path.
The upper part of the sills was concreted after the tie rods had been tensioned. Concreting was carried out in alternate bays, with reinforcement bars crossing the joints between bays. In this way the sill is a single block structure, thus ensuring that the forces can be redistributed if any tie rod should fail.

Detailed description of fusegates

As mentioned earlier, two types of fusegate were used at Kamuzu :
◆ labyrinth type fusegates : the fusegate consists of a caisson opening upstream, with its crest in the shape of a labyrinth. This layout means that the nappe formed by moderate floods is relatively small. The total length of a labyrinth is about 3 times that of the sill. Thirteen elements of this type are fitted on the dam sill (numbers 2 to 14) ;
◆ a straight-crested fusegate : It was decided to incorporate a fusegate of this type as the client wished to be able to replace the first one easily. The width and hence the weight of straight fusegates is easy to modify. This fusegate was installed on the right bank, which can be reached by using the road on the dam embankment.
All the original elements were made of concrete cast in situ. It should be noted that the concrete fusegates adopted in raising Kamuzu II dam are the largest made to date.
The problems posed by the construction of these giant fusegates were

ment modulables en largeur et donc en poids. Cette hausse est installée en rive droite dont l'accès se fait en empruntant la route de la digue du barrage.
Toutes les hausses d'origine sont réalisées en béton coulé en place. Il est à noter que les hausses fusibles en béton adoptées pour la surélévation du barrage de Kamuzu II sont les plus grandes réalisées à ce jour. Les problèmes posés par la construction de ces hausses géantes ont été parfaitement résolus par l'entreprise principale et son sous-traitant spécialisé compte tenu des moyens de construction modestes d'un petit chantier au Malawi.
Les hausses labyrinthes sont coffrées à l'aide d'un moule métallique constitué de trois parties. La partie basse permet de réaliser la chambre des hausses, les deux autres parties servant au coffrage des voiles.
Chaque hausse labyrinthe nécessite la mise en place de 45 m³ de béton.
La hausse droite en béton d'une conception très simple ne nécessite pas la fabrication d'un moule sophistiqué. Environ 15 m³ de béton sont nécessaires à sa construction. Les bétons ont été réalisés à l'aide de trois bétonneuses de 500 l ayant une capacité de 9 m/heure et placés à la pompe et/ou à la benne au moyen d'une grue mobile.
La cadence des bétonnages a été en moyenne de 70 m³ par semaine durant les 6 mois effectifs de bétonnage.
Les 14 hausses basculent en 7 groupes. Les trois premières hausses sont chacune alimentées par leur propre puits. Les hausses suivantes basculent par paire ou par triplet.
Le basculement d'un groupe de hausses est alors initié par une hausse dite principale porteuse d'un puits. Son basculement entraîne la libération d'un orifice aménagé dans le seuil qui met en communication la lame d'eau déversant alors sur le seuil et la chambre de la (ou des) hausse(s) du même groupe.
Les puits destinés à équiper les hausses principales sont réalisés en acier et fixés par boulonnage sur des inserts métalliques noyés dans le béton des hausses. Un dispositif installé en crête de puits permet d'effectuer un calage fin de la côte de basculement et de s'affranchir des tolérances de fabrication.

REMPLISSAGE ET PREMIER DÉVERSEMENT

Le remplissage du réservoir a commencé le 9 juin 1999, soit 3 semaines avant la date contractuelle du 30 juin 1999. Durant l'été 1999 le réservoir a atteint la cote maximale de 1 092,5 soit un stockage supplémentaire de 6,1 millions de m³ qui n'aurait pu être obtenu en 1999 sans le recours aux hausses fusibles. Le premier déversement a eu lieu le 5 février 2000 ainsi qu'en témoigne la figure 7.

CONCLUSION

Le principal avantage de la solution proposée a résidé dans la réduction des risques de submersion pendant la construction. En effet la modification du seuil ainsi que la construction des hausses ont pu être

solved perfectly by the main contractor and his specialist subcontractor, given the modest construction facilities available on a small site in Malawi.
The labyrinth fusegates were formed with a steel mould consisting of three parts. The lowest part was used to form the fusegate chamber, and the other two parts were used for the partitions. Each labyrinth fusegate requires 45 m³ of concrete. The straight concrete fusegate was of very simple design and did not require a sophisticated mould.
About 15 m³ of concrete was required for its construction.
The concret was made with three 500 l mixers, each with an output capacity of 9 m³/h. The concrete was then placed using a pump and/or skip, and a mobile crane.
Concreting was carried out at an average rate of 70 m³/week for the 6 months of actual work.
The 14 fusegates are divided into 7 groups. The first three fusegates are each supplied by their own well. The following fusegates topple in pairs or triplets. Toppling of a group is initiated by a so-called principal fusegate with a well. As it topples, it opens an aperture in the sill, so that the overflowing water enters the chamber of the other fusegate(s) in the same group. The wells fitted to the principal fusegates are made of steel and are bolted to steel inserts set in the fusegate concrete. A device on the well lip is used to set the toppling elevation accurately, thus avoiding problems with construction tolerances.

Figure 7
Premier déversement
First overflow

FILLING AND FIRST SPILL

Reservoir filling began on 9 June 1999, i.e. 3 weeks before the contractual deadline of 30 June 1999.
During the summer of 1999, the reservoir reached its maximum elevation of 1092.5, i.e. additional storage of 6.1 million m³ that could not have been achieved in 1999 without the use of fusegates.
The first overspill occurred on 5 February 2000, as shown in figure 7.

CONCLUSION

The main advantage of the proposed solution was that it reduced the risks of submersion during construction work. Indeed, the sill could be modified and the fusegates built without interfering with the dam and, in par-

réalisées sans aucune interférence avec le barrage et notamment sans avoir à excaver les murs bajoyers, 3 m sous le niveau de retenue normale. Cette plus grande liberté dans les phases de dérivation a permis de réaliser les travaux de surélévation en 12 mois au lieu des 24 mois nécessaires à la surélévation traditionnelle.
La mise en place de hausses fusibles de grande dimension en béton se révèle parfaitement adaptée aux conditions rencontrées au barrage de Kamuzu II, à savoir le choix du béton comme matériau de construction pour éviter les problèmes d'entretien, une construction pouvant être réalisée dans une fenêtre hydrologique très étroite ainsi que des moyens de réalisation adaptés au contexte du pays.

ticular, without having to excavate the side walls 3 m below the normal pool level.
This greater freedom during the diversion stages meant that work to raise the dam could be completed in 12 months instead of the 24 that would have been needed if a traditional solution had been adopted.
The installation of very large concrete fusegates proved to be perfectly suited to the conditions met at Kamuzu II dam, i.e. with the choice of concrete as construction material in order to avoid problems of maintenance, and construction being possible within a very short space of time in the water cycle, using means that are suited to the conditions prevailing in the country.

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maître d'ouvrage
Lilongwe Water Board (Malawi)

Maîtrise d'œuvre
Sogreah (France) assisté de :
- KSI (Afrique du Sud)
- Manjoo Consulting Center (Malawi)

Entreprise principale
CMC di Ravenna (Italie)

Sous-traitants
- Hausses fusibles : Hydroplus (Afrique du Sud)
- Pont : Cilcon LTD (Malawi)
- Câbles de précontraintes et ancrages : Rodio (Afrique du Sud)

Principaux fournisseurs
- Coffrages : Formscaff (Afrique du Sud)
- Cables de précontrainte Amalgametal Reinforcing (Afrique du Sud)
- Ciment : The portland cement company LTD (Malawi)
- Aciers : H & P Steel & Wire LTD (Malawi)
- Aggregats : Rock Sizer Mining Contractors (Malawi)

MAIN ORGANISATIONS INVOLVED

Client
Lilongwe Water Board (Malawi)

Project coordination and supervision
Sogreah (France) assisted by
- KSI (South Africa)
- Manjoo Consulting Center (Malawi)

Main contractor
CMC di Ravenna (Italy)

Subcontractors
- Fusegates : Hydroplus (South Africa)
- Bridge crane : Cilcon Ltd (Malawi)
- Prestressing cables and anchor bars : Rodio (South Africa)

Main suppliers
- Formwork : Formscaff (South Africa)
- Prestressing cables : Amalgametal Reinforcing (South Africa)
- Cement : The Portland Cement Company Ltd (Malawi)
- Steel : H & P Steel & Wire Ltd (Malawi)
- Aggregates : Rock Sizer Mining Contractors (Malawi)

RESUMEN ESPAÑOL

Realce de la presa de Kamuzu II. Implementación de ataguías fusibles de hormigón de grandes dimensiones

A. Yziquel y J.-M. Monclar

La presa de Kamuzu II, en Malaoui, ha sido objeto de un realce por medio de 14 ataguías fusibles Hydroplus, formadas por elementos de hormigón de 5 m de altura. Además de la descripción de las estructuras construidas, se describen en el presente artículo las condiciones particulares de ejecución, o sea, el realce de la presa con embalse completamente lleno y en un solo año.
Cabe tener en cuenta que estas ataguías de hormigón, cuyo peso se eleva a 120 toneladas, son las más importantes ejecutadas hasta la fecha. También se presenta el método de ejecución de estas ataguías, en un lapso de tiempo sumamente reducido.

摘要文字

利用可熔化垫高来加高卡木祖II坝

A. Yziquel, J.-M. Monclar

马拉卫卡木祖II坝是一个由14个5米高的HYDROPLUS可熔化混凝土垫高材料来加高的坝。除了对该工程的描述，本文还将介绍在水库满蓄水及蓄水1年情况下，如何对坝进行加高施工的的特殊条件。

需要说明的是这些混凝土垫高斗的重量为120吨，是目前为止最大的。还介绍了这些垫高斗在很短时间进行施工的方法。

Xiaolangdi : prises d'eau et ouvrages de dérivation

Xiaolangdi : Intake and diversion Structures

Situé dans la dernière gorge du cours médian du fleuve Jaune en amont du Luoyang (province du Henan), le barrage de Xiaolangdi, avec une puissance installée de 1800 MW, est le projet clé pour contrôler les crues et la sédimentation du fleuve jaune.
Les ouvrages de dérivation temporaires et définitifs consistent en un groupe de 10 tours de prise d'eau et de plusieurs bassins de restitution reliés par un ensemble de 16 tunnels de grand diamètre pour l'alimentation de l'usine, la dérivation du fleuve Jaune, les vidanges de fond et les évacuateurs de crues. Leur localisation dans un massif de grès sur une longueur de 1,5 km et sur une largeur de 300 m a conduit à un phasage complexe de leur construction.
Les nombreuses dates clés du programme liées à la dérivation du fleuve et aux interfaces avec le barrage et l'usine souterraine ont conduit le groupement CGIC JV à mettre en œuvre des techniques innovantes et à mobiliser des moyens importants, plus de 8500 personnes en provenance de 40 pays différents.

Located at the last gorge of the middle reach of Yellow River, upstream Luoyang City in the Henan province, Xiaolangdi Multipor-pose Dam Project with a total installed capacity of 1800 MW is the key project for flood and sediment control of Yellow River.
Temporary and permanent diversion works include 10 intake towers and several stilling basins, linked by 16 large diameter tunnels for power generation, river diversion, discharge and flushing of reservoir. They are located in a sandtone massif over a length of 1.5 km and 300 m large, requiring a complex phasing for their realization.
Key milestones of the Project such as different phases of River Diversion and interface with the Dam and Underground Power House Construction, led the Consortium CGIC JV to develop new techniques and methods and mobilize important resources over 8500 people from 40 diffrent countries.

Photo 1
Vue générale amont du projet
Intake towers and reservoir

■ LE PROJET

Berceau de la civilisation chinoise, le fleuve Jaune a marqué de son empreinte les plaines du nord de la Chine à travers plus de 1590 crues majeures, en changeant plus de 26 fois de lit durant les 2500 dernières années. Il apporte fertilité et énergie, mais charrie aussi des quantités considérables de limons. Le lit se rétrécit et les digues se colmatent.
La raison de ces catastrophes trouve son origine principalement dans le cours supérieur du fleuve juste après sa source dans les montagnes de Bayan Har (province du Qinghai) quand le fleuve traverse les plateaux de loess soumis à une très forte érosion sur la partie amont (434 000 km^2) du bassin versant. Cela conduit à des concentrations moyennes de sédiment de 37 kg/m^3 avec des pointes à 940 kg/m^3 qui entraînent une remontée du lit du fleuve de 10 cm par an. Pendant les périodes d'été, des crues supérieures à 10 000 m^3/s inondaient systématiquement les plaines du cours inférieur du fleuve Jaune.
Situé au dernier verrou montagneux du cours médian du fleuve au nord de Luoyang et recevant 92 % du bassin versant (694 000 km^2), le barrage de Xiaolangdi (photo 1) est l'ouvrage clé pour contrôler le bassin du fleuve Jaune. Un projet gigantesque au profit des 130 millions de personnes vivant aux abords du fleuve, le barrage de Xiaolangdi (figure 1) a un réservoir de 12,6 milliards m^3 (capacité effective de stockage de 5,1 mil-

■ THE PROJECT

Cradle of the Chinese civilization, the Yellow River has left its mark in the northern part of China with more than 1590 major floods that changed the riverbed over 26 times in the last 2500 years. Its powerful waters drag along an enormous quantity of fertile loess material that gradually shrinks the riverbed, and plugs the dykes.
The upper part of the riverbed is located amid loess plateaus of the Bayan Har Mountains, in the Qinghai province. Consequence of the erosion in

Figure 1
Schéma de localisation du barrage
Dam location

Nicolas Bour
DIRECTEUR OPÉRATIONS ASIE
Spie Batignolles T.P

Frédéric Guitard
DIRECTEUR TECHNIQUE SITE
CGIC Joint Venture

Shaobo Fan
INGÉNIEUR MÉTHODES
Spie Batignolles T.P

liards de m³) pour un débit annuel de 46,3 milliards de m³. Ses fonctions multiples sont les suivantes :

◆ le contrôle des sédiments, l'une des caractéristiques spécifiques du fleuve Jaune qui en transporte chaque année 1,6 milliard de m³. La capacité de stockage des sédiments, de 7,5 milliards de m³, va réduire significativement la sédimentation du cours inférieur pour les 20 prochaines années ;

◆ le contrôle des crues assuré par un groupe de 9 tunnels et un évacuateur situés en rive gauche, et dont le débit maximum est respectivement d'environ 13800 m³/s et 3800 m³/s. La protection du bassin inférieur du fleuve, actuellement garantie contre une crue centenaire, résistera alors à une crue millénaire ;

◆ les besoins en eau des industries, des municipalités environnantes ainsi que l'irrigation des zones agricoles sur plus de 2 millions d'hectares ;

◆ le contrôle de la débâcle des glaces en provenance des zones himalayennes réalisé dans le réservoir de Xiaolangdi, évitant ainsi les bouchons et efforts importants sur les digues du cours inférieur pendant la période de dégel ;

◆ la production d'électricité de 1800 Mwe assurée par 6 turbines Francis de 300 Mwe alimentées par 6 tunnels d'amenée depuis les tours de prise d'eau.

Suite à l'approbation en 1990 du projet conçu par la Reconnaissance, Planning, Design and Research Institute (RPDI), le maître d'ouvrage Yellow River Water and Hydroelectric Power Development Corporation (YRWHPDC) a confié la supervision du projet à Xiaolangdi Engineering Consulting Company (XECC) et Canadian International Project Managers (CIPM) qui réalise une mission de consultant pour le compte de YRWHPDC.

Les contrats de construction des principaux ouvrages de génie civil furent regroupés en 3 lots attribués en juin 1994 à 3 groupements internationaux :

◆ le lot 1 comprend la construction du barrage principal en enrochements à noyau argileux imperméable incliné d'une hauteur de 154 m ;

◆ le lot 2 regroupe tous les ouvrages de dérivation temporaire et définitive du fleuve Jaune et d'évacuation des crues. Il est réalisé par CGIC (Chinese Group of International Contractors), piloté par Züblin, associé à Spie Batignolles TP, Strabag, Wayss & Freytag, Salini Costruttori et aux bureaux 7 et 11 du ministère des Ressources Hydrauliques (MWR) ;

◆ le lot 3 comprend la construction d'une usine souterraine, des galeries d'amenée et des tunnels de fuite.

■ LES OUVRAGES EN RIVE GAUCHE DU LOT 2

Les contraintes principales du projet sont liées au caractère inhabituel du plan-masse (figure 2) avec un regroupement compact de la totalité des ouvrages souterrains et de prise d'eau en rive gauche, au contexte géologique du site et à un planning relativement tendu avec de nombreuses dates clés intermédiaires liées au phasage de la dérivation du fleuve Jaune.

Dix tours de prise d'eau forment un gigantesque mur en béton armé d'une hauteur de 113 m, d'une épaisseur maximum de 70 m et se développant sur une longueur de 281 m. L'essentiel des fonctions opérationnelles pour le contrôle du réservoir est regroupé dans ces ouvrages d'un volu-

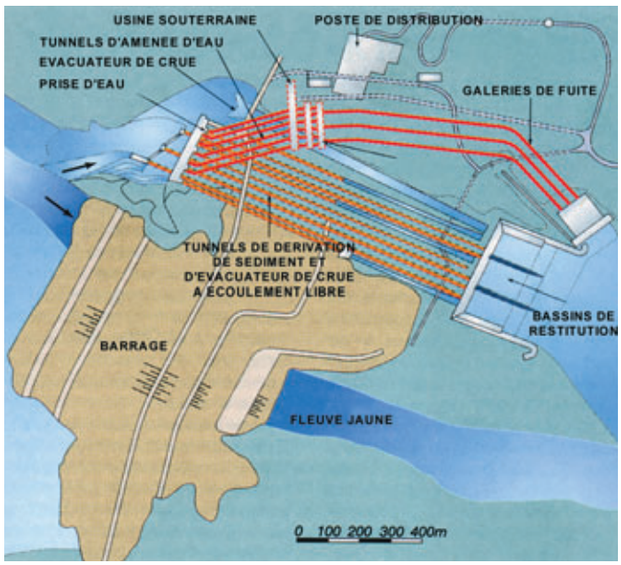


Figure 2
Plan-masse du projet
Project general layout

this 434 000 km² catchment basin, the river drags an average density of sediments of 37 kg/m³, with peaks reaching 940 kg/m³ during the flood season. This situation leads to an average rising of the riverbed of 10 cm per year, and regular floods of the areas located on the downstream part of the river.

Located at the exit of the last gorge of the middle reach of the river, the Xiaolangdi Dam (photo 1, figure 1) receives 92 % of the Yellow River basin. The 12.6 Billion m³ reservoir, with an live storage capacity of 5.1 billion m³ and an annual flow of 46.3 Billion m³ will be a key element for the control of the river. It will improve the living conditions and resources of the 130 Million people living in the downstream areas, and therefore, this multi-purpose project has the following main objectives :

◆ sediment control : Each year, the Yellow River drags along its bed 1.6Billion m³ of sediment. With its 7.5 Billion m³ of dead storage capacity, the Xiaolangdi Project will defer for about 20 years the bed raising along the downstream part of the river ;

◆ flood control : With 9 tunnels and a spillway providing respectively a maximum discharge capacity of 13800 m³/s and 3800 m³/s, the reservoir and its hydropower facilities will raise the flood protection of the downstream areas from the 100 year to the 1000 year return period ;

◆ irrigation & water supply : The reservoir will enhance the water resources of 2 million hectares of farmland, industries and many cities located in the downstream part of the river ;

◆ ice-jam control : The breaking-up of the ice hauled by the Yellow River from the Himalayan regions will take place in the reservoir, thus avoiding damages on the downstream dikes ;

◆ power generation : With the 6 x 300 MW Francis turbines generating units located in the underground power house, Xiaolangdi will provide a maximum supply of 4600 GWh per year.

Upon official approval in 1990 of the Project designed by the Yellow River Planning, Design and Research Institute (YRPDI), the Client Yellow River Water & Hydroelectric Power Development Corporation (YRWHPDC) appointed Xiaolangdi Engineering Consulting Company (XECC) and Canadian ▶

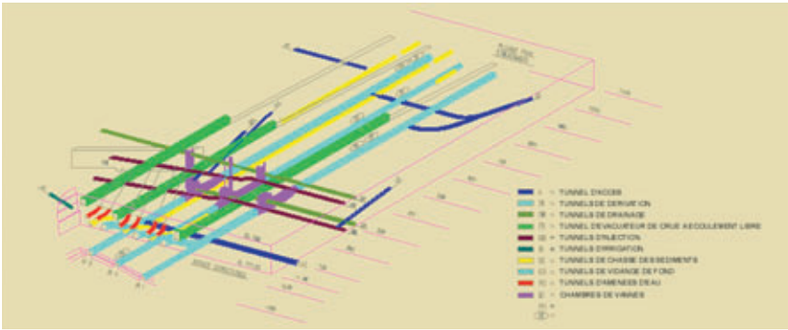


Figure 3
Perspective schématique des ouvrages souterrains du lot 2

General layout of underground structures

me de plus de 1 million de m³ de béton armé, où se trouvent situées à différents niveaux les entrées des 16 tunnels. Un mur-guide de 210 000 m³ de béton prolonge ces ouvrages vers le barrage en enrochements.
Trois tunnels de dérivation d'une section circulaire de 200 à 300 m² et d'une longueur unitaire de 1 150 m entre les tours de dérivation situées au pied des tours de prise d'eau et les bassins de restitution. Ces tunnels, avec un revêtement en béton armé jusqu'à 2,5 m d'épaisseur, seront ensuite transformés en vidange de fond et comportent, en aval du rideau d'étanchéité du barrage, des chambres de vanne intermédiaires.
Trois tunnels de chasse des sédiments d'une section circulaire de 50 à 65 m², d'une longueur unitaire de 1 100 m, et dont les 850 m de revêtement situés en aval du rideau d'étanchéité du barrage sont réalisés en béton précontraint et se terminent par une chambre de vanne et un ouvrage en saut de ski débouchant sur les bassins de restitution.
Trois tunnels évacuateurs de crue à écoulement libre dont l'entrée est située à 3 niveaux différents dans les tours de prise d'eau. D'une longueur unitaire de 1 000 m et en section en fer à cheval de 225 m², ils sont revêtus d'un revêtement en béton armé d'une épaisseur de 2 m.
Six tunnels d'amenée d'eau vers l'usine souterraine ont une section de 72 m² et sont blindés sur la longueur en conduite forcée de 200 m.
L'évacuateur de crue, situé au nord des tours de prise d'eau, a une ouverture de 28 m, et est équipé de vannes secteur d'un rayon de 20 m.
Trois bassins de restitution dont la construction nécessita la mise en place de 520 000 m³ de béton armé, mesurent chacun de 100 à 120 m de large et 140 m de long. Ils sont séparés par 2 murs de 37 m de haut et se prolongent par 3 bassins de "tranquillisation" et un mur-guide aval vers le canal de restitution.

TREIZE DATES CLÉS POUR JALONNER LA CONSTRUCTION

Les travaux du lot 2 ont débuté sur le site le 30 juin 1994. La durée des travaux est de 84 mois pour une réception complète de l'aménagement le 30 juin 2001. Treize dates clés intermédiaires, liées à des interfaces avec le barrage et l'usine souterraine ou à des phases de dérivation du fleuve Jaune, jalonnent la construction des ouvrages. On retiendra les quatre principales :
◆ 31 octobre 1997 : dérivation du fleuve Jaune ;
◆ 30 juin 1999 : fin des tunnels de chasse de sédiments et de la transformation du tunnel de dérivation 1 en tunnel de vidange de fond. Installation des équipements hydromécaniques permettant le fonctionnement du réservoir jusqu'au niveau El + 199 ;
◆ 31 octobre 1999 : fin des structures des tours de prise d'eau et mise en eau du réservoir au niveau El + 205 ;
◆ 30 juin 2000 : fin des installations hydromécaniques des tours de prise et de la transformation des tunnels de dérivation 2 et 3 en vidanges de fond. Mise en eau du réservoir au niveau El + 230.

International Project Managers (CIPM) as Consultants. The Contracts for the construction of the major Civil Works formed the first 3 lots awarded in June 1994 :
◆ The Lot 1 covers the construction of the 158 m high and 1 317 m long crest rock-fill dam, with a sloping impervious clay core ;
◆ The Lot 2 includes the construction and installation of the temporary and permanent river diversion and flood control structures and equipment ;
◆ The Lot 3 includes the construction of the underground powerhouse, the power tunnels and the tailrace channel.

THE LOT 2 - STRUCTURES OF THE LEFT BANK

The Lot 2 was awarded to CGIC (i.e. : Chinese Group of International Contractors), a Joint Venture lead by Zublin, and including Wayss & Freitag, Strabag, Salini Costruttori, Spie Batignolles TP, and the 7th and 11th Bureaus of the Ministry of Water Resources (MWR). The unusual layout of the Project (figure 2) with very compact intake structures and tunnels all on the left bank of the dam, the general geological conditions, and the tight construction schedule where the numerous key-dates are linked to the river diversion phases, are the main constraints of this Project.
Ten Intake Towers stand as one huge 113 m, 70 m wide and 281 m long concrete wall. Most of the operations for the management of the reservoir are carried out from these towers made of more than 1 million m³ of reinforced concrete, including the inlet of 16 tunnels with openings varying between 30 and 300 m² located at various elevations. A 210 000 m³ concrete Channel Training Wall extends the tower towards the main dam.
Three diversion Tunnels, with a unit length of 1 100 m, and a 200 to 300 m² circular section, are built from the Intake area to the stilling basins (Plunge Pools). With a 2.5 m thick reinforced concrete lining, each tunnel is eventually converted into an "Orifice Tunnel", and equipped with Three sector gates assembled in a chamber built immediately downstream of the grout curtain of the main dam.
Three Sediment Tunnels are 1 150 m long each, and have a section varying from 50 to 65 m². The 850 m of lining located downstream of the grout curtain of the main dam is post-tensioned. Each tunnel is ended by a sector gate installed in a chamber, and a flip bucket built above the stilling basins.
Three Free Flow Tunnels, with their inlet located at three different elevations in the Intake Towers, have a total length of 1 000 m, an inverted U-shape section of 225 m², and a 2 m thick reinforced concrete lining.
Six Power Tunnels have a 72 m² section, and are steel lined on the 200 m penstock section.
Service Spillway, has a 28 m wide headwork equipped with three 20 m radius radial gates.
Three Stilling Basins measure 100 m to 120 m in width, and are 140 m long. They are separated by two 37 m high divider walls and extended downstream by 3 apron slabs.

13 MILESTONES FOR CONSTRUCTION OF THE PROJECT

The works included in Lot II started on June 30th, 1994, and were scheduled to be completed within 84 months. The contract contains 13 interim completion dates (key-dates), linked with the construction of the dam and the powerhouse as well as with the various stages of the river diversion. The following 4 major key-dates must be highlighted :
◆ October 31st, 1997 : River diversion through the 3 Diversion Tunnels ;
◆ June 30th, 1999 : completion of the 3 Sediment Tunnels, of the conver-

Photo 2
Excavation des tours de prise d'eau
Intake excavation

20 MILLIONS DE MÈTRES CUBES DE TERRASSEMENT

Géologie

Au droit de l'aménagement de Xiaolangdi, le fleuve Jaune coule du nord-ouest vers le sud-est. Tous les ouvrages sont implantés dans un massif rocheux qui s'avance vers le sud jusqu'en bordure du fleuve, encadré en amont et en aval de deux vallées transversales, propices à l'implantation des tours de prise d'eau et des bassins de restitution.
Le site est constitué des roches du Permien supérieur (Primaire) qui affleurent en rive droite et des roches du Trias inférieur (Secondaire) qui forment le massif de la rive gauche. Les ouvrages souterrains du projet sont excavés dans des roches triasiques (grès siliceux fins, grès calcareux, siltites avec intercalation d'argilites).

Travaux préliminaires

L'amplitude des travaux à réaliser dans une zone très compacte a conduit le client à entreprendre des travaux préliminaires très importants tant pour les infrastructures de chantier que pour certains travaux permanents. Le 1er septembre 1991, 22 entreprises sont mobilisées pour effectuer les réquisitions des terrains, le relogement des populations, la construction de 60 km de routes d'accès, d'un pont de 508 m, d'un terminal ferroviaire, et des sous-stations et des réseaux électriques. Les travaux préliminaires sur les ouvrages permanents furent réalisés en 1993 et 1994 :
◆ en amont : excavation du chenal d'amenée, des tours de prise d'eau jusqu'au niveau El + 230 (niveau final El + 132);
◆ tunnels de dérivation : réalisation de 2 tunnels d'accès et des 3 tunnels pilote (8 m x 8 m) des tunnels de dérivation;
◆ en aval : excavation des bassins de restitution jusqu'au niveau El + 160 (niveau final El + 104).

18 millions de mètres cubes d'excavations extérieures (1994-1996)

Elles sont localisées dans trois zones principales et se trouvent sur le chemin critique principalement à l'amont sur l'ouvrage principal des tours de prise d'eau.
En amont : les trois ouvrages principaux (photo 2), tours de prise d'eau, canal d'amenée et mur-guide amont représentant la mise en œuvre de 4,5 millions de m³ d'excavation, dont 3,8 millions d'excavation au rocher.
En aval : l'ensemble des ouvrages de restitution représente un volume d'excavation de 10,5 millions de m³, dont 6,5 millions d'excavation au rocher. Dans la zone centrale : les ouvrages principaux sont l'évacuateur de crue de surface et les sorties en canal des tunnels à écoulement libre représentant l'excavation de 3 millions de m³ de matériaux.
De nombreuses zones à l'amont et à l'aval ont dû recevoir un renforcement supplémentaire des pentes avec des ancrages précontraints de 200 à 300 t d'une longueur de 40 m.

1,2 million de mètres cubes d'excavations souterraines (1994-1996)

Elles représentent une phase clé de la réalisation du complexe des ouvrages souterrains de Xiaolangdi (figure 3) en raison du nombre, de la taille, et de la concentration sur plusieurs niveaux de ces tunnels. On ne

sion of the Diversion Tunnel 1 into Orifice Tunnel 1, and installation & testing of the hydro-mechanical equipment in the Intake Towers up to El. +199 m (FSL), in the 3 Sediment Tunnels and in Orifice Tunnel 1;
◆ October 31st, 1999 : Completion of the Intake Towers, and impounding of the reservoir up to El. +205 m (FSL);
◆ June 30th, 2000 : Completion of the conversion of the Diversion Tunnels 2 & 3 into Orifice Tunnels 2 & 3, completion of the installation & testing of the hydro-mechanical equipment in the Intake Towers, Free Flow Tunnels and Orifice Tunnels, and impounding of the reservoir up to El. 230 (FSL).

20 MILLION CUBIC METERS OF EXCAVATION

Geology

In Xiaolangdi, the Yellow River travels from the Northwest to the Southeast. The structures built within the Project are founded in the rock substratum of a chain of mountains that crosses the river perpendicularly and surrounded by valleys on its upstream and downstream sides where the intake structures and stilling basins are built.
The right bank of the river in the vicinity of the site is made of Permian rocks, whereas Trias can be found on the left bank.
The tunnels and underground structures are excavated in Triassic formations (fine siliceous sandstone, calcareous sandstone, siltstone with clay intercalation).

Preliminary works

Due to the amount of the works to be carried out in a relatively small area, the Client undertook massive preparation works. Started on September 1st, 1991, 22 Contractors carried out these works that included the land requisition, resettlement of the population, the construction of 60 km of roads, of a 508 m long bridge, of a railway terminal, and of many other facilities.
Preliminary works on the permanent structures were carried out in 1993 and 1994 and included :
◆ Upstream : Partial excavation of the approach channel and of the intake structures;
◆ Central Area : Drilling of two access tunnels and three pilot tunnels for the diversion tunnels;
◆ Downstream : Partial excavation of the stilling basins.

18 Million cubic meters of open excavations (1994-1996)

Upstream : 4.5 Million m³ of material, including 3.8 Million m³ of rock, had to be excavated for the Approach Channel, the Intake Towers and the Channel Training Wall (photo 2).
Downstream : 10.5 Million m³ of material, including 6.5 Million m³ of rock, had to be excavated for the stilling basins, the apron slabs and the tailrace.
Central Area : 3 Million m³ of material had to be excavated for the Free Flow and the Service Spillway chutes.
Moreover, 200 to 300 t pre-stressed rock anchors were placed to enhance the slope stability throughout the Site area.

compte, en effet, pas moins de 16 tunnels principaux d'une section maximale de 300 m², quatre tunnels d'accès, six chambres de vannes et de nombreux tunnels de drainage, sur une longueur de 1 km et une largeur de 300 m dans un massif traversé par des failles obliques. L'excavation de ces tunnels représente un volume total de 1,2 million de m³ avec une couverture comprise entre 40 et 150 m en section courante.

L'excavation et la construction des trois tunnels de dérivation et leurs chambres de vannes intermédiaires étaient sur le chemin critique pour la dérivation du fleuve en octobre 1997. Leur excavation au Jumbo Tamrock 205 et 305 a été réalisée en 4 phases (photo 3) :

◆ phase 1 : élargissement en calotte de la galerie pilote ;
◆ phase 2 : excavation de la partie centrale du stross ;
◆ phase 3 : abattage des piédroits ;
◆ phase 4 : relevage du radier.

Grâce aux deux tunnels d'accès intermédiaires et malgré le manque d'accès à l'amont et à l'aval, 12 faces ont pu être développées. Le soutènement en section courante comportait un béton projeté primaire, des boulons Ø 25 mm d'une longueur de 5 m placés sur une maille de 1,5 m. Les conditions géologiques très défavorables furent à l'origine de nombreux éboulements avec apparition, dans les cas extrêmes, de fontis en surface et ont requis l'utilisation de bétons liquéfiés pour le remplissage des cavernes.

A environ 300 m de l'extrémité amont des tunnels se trouvent les chambres de vannes, d'une longueur de 121 m, large de 17 m et haute de 42 m, chacune équipée de 2 puits de Ø 3,6 m. A l'emplacement des chambres de vannes, la voûte des tunnels de dérivation fut élargie et à partir de galeries inclinées à 55°, des chambres de départ furent réalisées à la base de chaque puits de service.

Un puits de 2,14 m de diamètre a été réalisé en "*raise-boring*" depuis les chambres de départ jusqu'à la surface pour être utilisé comme puits de marinage. Les galeries pilotes de 5 m x 4 m furent réalisées en calotte dans l'axe de la chambre des vannes, puis élargies aux dimensions des chambres. L'excavation a ensuite été descendue par volées successives de 2 à 8 m.

L'excavation plus traditionnelle des tunnels de chasse des sédiments et des tunnels à écoulement libre fut réalisée en général depuis l'aval en remontant vers les prises d'eau.

Les difficultés rencontrées dans les travaux d'excavation extérieures et souterraines en raison des mauvaises conditions géologiques générèrent rapidement un retard de 10 mois sur le programme général. La résolution de ces problèmes, effondrements dans les tunnels, glissement de pentes et talus dans la zone centrale et autour des bassins de restitution, renforcement de l'excavation amont, et la nécessité de réaliser la dérivation en octobre 1997, ont entraîné une mobilisation de ressources supplémentaires et une reprogrammation fréquente des travaux par superposition de tâches.

La création d'un groupe de travail avec des représentants de l'entreprise et du client a été un moyen efficace pour trouver des solutions et réduire l'impact de ces difficultés.

Finalement, le bétonnage des tunnels de dérivation a pu démarrer en janvier 1996, en mai 1996 pour les bassins de restitution et en août 1996 pour les tours de prise d'eau.

Photo 3
Excavation des tunnels de dérivation
Diversion tunnels phased excavation

1.2 Millions cubic meters of Underground Excavations (1994-1996)

These activities were a key element of the successful completion of the Project given the number, the size and the concentration of the tunnels over several levels (figure 3), only 40 m to 150 m below the surface.

The excavation and construction of the 3 Diversion Tunnels and their mid gate chambers were critical to successfully achieve the river diversion in October 1997. The excavation, carried out with Jumbo Tamrock 205 and 305 was done in 4 phases (photo 3) :

◆ Phase 1 : Enlargement of the crown of the pilot tunnel ;
◆ Phase 2 : Excavation of the central part of the strope ;
◆ Phase 3 : Winning of the sidewalls ;
◆ Phase 4 : Clearing out of the invert.

From the 2 access tunnels the works could be carried out from 12 excavation fronts simultaneously. For temporary support, the crown and the walls were secured with shotcrete and 5 m long rock bolts Ø 25 mm placed on a 1.5 m x 1.5 m grid. The poor geological conditions lead to numerous collapses requiring cement grout injection to consolidate the caverns.

Each gate chamber, to be excavated 300 m from the u/s end of the tunnel, with a final dimension of 42 m in height by 17 m in width and 121 m in length were accessible from the surface via 2 access shafts of Ø 3.6 m. The diversion tunnel crown was locally enlarged and the cavern excavated starting under each access shaft, from galleries inclined at a 55° angle.

A Ø 2.14 m shaft was then raise bored from the cavern towards the surface, and used as a mucking chute. A 5 m x 4 m high pilot tunnel was driven along the central axis of the Mid Gate Chamber at crown level, and then enlarged by 2 m to 8 m thick layers to the final dimension of the chamber. The excavation of the three Free Flow and the three Sediment tunnels was generally carried out from the downstream end to the intake end.

The difficulties faced during the open and underground excavation works due to the poor geological conditions soon resulted in a 10 month delay on the overall schedule. The resolution of these problems (e.g. : collapse in tunnels, slopes stability in the central area and around the stilling basins, strengthening of the intake rock face), and the necessity achieve the river diversion in October 1997 lead to an increase of the resources, the overlap numerous tasks and re-schedule the works almost continuously. The creation of a task force including members of the Contractor and of the Client was an efficient way to mitigate the impact of these problems. Finally, the concrete works of the Diversion Tunnels could start in January 1996, those of the Plunge Pools in May 1996, and those of the Intake Towers in August 1996.

YELLOW RIVER DIVERSION

The construction of the diversion tunnels, of the first two stilling basins, and of the lower part of the Intake Towers included in the October 31st 1997 key-date, milestone politically very important, soon became critical, and a drastic acceleration program was prepared by the Contractor, and approved by the Client.

Photo 4
Mise en place des coffrages des tunnels de dérivation

Full ring formwork of diversion tunnels

■ DÉRIVATION DU FLEUVE JAUNE

La construction de ces trois ouvrages fut rapidement sur le chemin critique du fait des problèmes rencontrés durant les travaux d'excavation, et pour respecter la date clé du 31 octobre 1997, une étape importante tant au niveau technique pour le projet qu'au niveau politique, il a fallu mettre en œuvre un important programme d'accélération.

Préparation des travaux de bétonnage

La préparation de ces activités avait débuté avec l'installation d'une centrale de concassage et de criblage d'une capacité nominale de 1000 t/h. Localisée 12 km en aval du site, elle a produit 8,4 millions de tonnes d'agrégats en 37 mois.
Trois centrales à béton, dont deux centrales Johnson de 200 m³/h, équipèrent le projet, représentant au total une capacité maximum de production de 450 m³/h. L'une fut implantée à l'amont du barrage, près des tours de prise d'eau, en vue de l'alimentation directe les grues Rotec® par des tapis convoyeurs. La troisième centrale Elba de 50 m³/h installée au début des travaux a principalement servi pour la réalisation des installations de chantier et la fabrication du béton projeté. En période de pointes, les centrales permirent d'effectuer jusqu'à 20 bétonnages différents par jour, utilisant jusqu'à 6 différents types de bétons, soit une production totale d'environ 5000 m³/j. La production mensuelle maximale fut atteinte en avril 1997 avec 133000 m³ de bétons mis en place dans l'ouvrage.

Tunnels de dérivation

Chaque tunnel de dérivation, d'un diamètre intérieur de 14,5 m, comporte :
◆ une tour de prise d'une hauteur de 40 m environ, suivie d'une transition de 22 m ;
◆ une section tunnel amont de 280 à 350 m de long avec un revêtement d'une épaisseur de 2,5 m ;
◆ une chambre de vannes intermédiaire de 121 m de long ;
◆ une section tunnel aval de 750 m de long avec un revêtement d'une épaisseur de 0,8 m ;
◆ une transition à la sortie de 30 m de long.
Le bétonnage de ces trois tunnels représentant la mise en place de 280000 m³ de béton et 15000 t d'armature en 21 mois au lieu de 27 mois, a conduit à changer le phasage en modifiant d'une part les accès et le nombre de trains de bétonnage, et d'autre part la logistique puisque ces opérations se faisaient simultanément avec les dernières phases d'excavation.
Il fallait à la fois continuer l'excavation et le bétonnage des tunnels de dérivation à partir des deux extrémités, tout en assurant la fin du creusement des chambres de vannes intermédiaires, ces dernières devant être terminées avant l'arrivée des coffrages des tunnels. Le nombre de faces d'attaque des tunnels a été augmenté jusqu'à neuf faces simultanées par tunnel, la moyenne se situant entre quatre et six. La cadence accélérée de bétonnage d'un plot de 12 m par semaine a conduit à presque doubler le nombre de coffrages mobiles (photo 4). Chaque train de bétonnage (béton de propreté, radier, ferraillage et bétonnage de voûte) s'étendait sur une longueur d'environ 70 m.

Chambres de vannes intermédiaires

La durée d'exécution des bétonnages réduite de 18 mois à 11 mois, rendant obligatoire l'exécution simultanée des différentes phases de construc-

Preparation of the Concrete Works

A 1000 t/h screening and crushing plant was erected 12 km away from the dam site, in the lower part of the river. It produced 8.4 Million tons of aggregates over a period of 37month.
Three batching plants, including two 200 m³/h Johnson® plants were installed for the concrete production of the Project, with a total production capacity of 450 m³/h. One of the Johnson® plants was erected at the U/S side of the Site to ensure the concrete supply to the tower belt cranes (Rotec®) via conveyor belts. The third batching plant (Elba®), with a capacity of 50 m³/h, was used mainly for the site installations and the production of the mixes used for the shotcrete. During the peak of the concrete activities, these batching plants simultaneously provided the concrete supply for up to 20 different work faces, with up to 6 different concrete mixes, and provided a total concrete production of 5000 m³ per day. The record monthly production was reached in April 1997 when 133000 m³ of concrete were placed in the permanent structures.

Diversion Tunnels

Each 14.5 m internal diameter diversion tunnel includes :
◆ a 40 m high intake tower followed by a 20 m long transition section ;
◆ a 280 m to 350 m long section with a 2.5 m thick concrete lining ;
◆ a 121 m long mid gate chamber ;
◆ a 750 m long section with a 0.8 m thick and concrete lining ;
◆ a 30 m long transition at the D/S end of the tunnel.
The construction of these tunnels requiring the fixing of 15000 t of steel and the pouring of 280000 m³ of concrete in 21 months instead of the 26 originally planned, had to be re-scheduled. The construction methods and sequence were revised to suit the new program and lead to the modification of the access and an increase in the number of formwork travelers. The resources were also increased in order to carry out the construction simultaneously on various fronts.
The excavation of the mid gate chambers was ongoing during the construction of the tunnels in order to be ready for the passage of the tunnel formwork. The number of these construction fronts was eventually increased up to 9 per tunnel, with the average around 4 to 6. The acceleration required the construction of one 12 m long block per week, which increased the number of formwork sets from the initially forecast 4 to the 6 actually used (photo 4). Each of these formwork travelers was about 70 m long.

Mid-Gate Chamber

The time allowed for the construction of the gate chambers was also reduced from 18 to 11 months, and the sequence was therefore revised accordingly. Two drastic measures were taken :
◆ break through the bottom of the chambers to allow the passage of the diversion tunnel formwork and concrete travelers. Thus, the inverts had to be completed as a priority ;
◆ revise the construction method of the chamber to allow the completion ▶

Photo 5
Chambre de vannes intermédiaires
Mid-gate chambers

Photo 6
Bétonnage des bassins de restitution
Plunge pools concreting

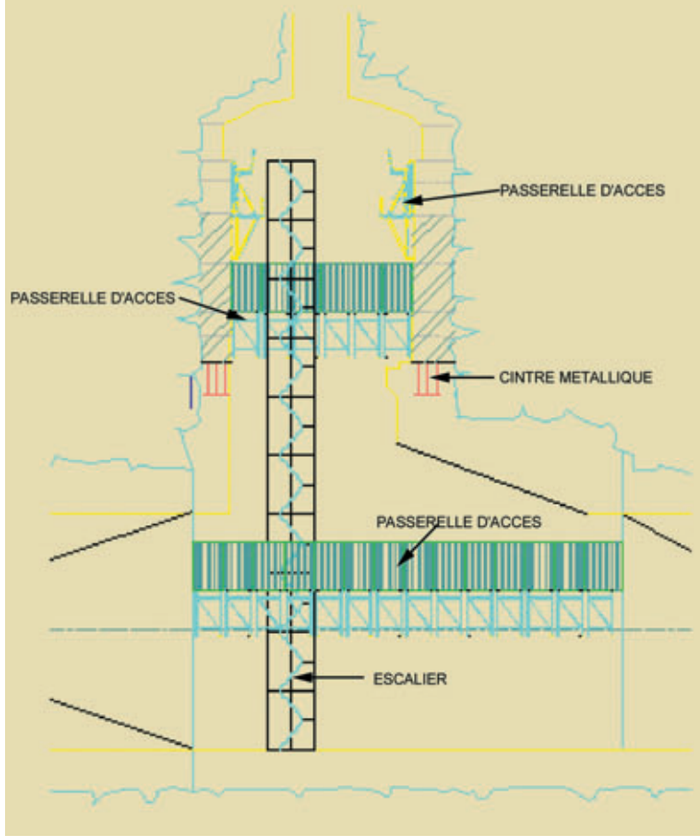


Figure 4
Bétonnage des chambres de vannes intermédiaires
Concreting method of mid-gate chambers

tion initialement prévues en séquence, nécessita de prendre entre autres deux mesures radicales :

◆ percer le bas des chambres pour permettre le passage des coffrages mobiles des tunnels de dérivation, en réalisant le radier en priorité ;

◆ réaliser le bétonnage de ces chambres en 11 mois (photo 5). Pour ce faire, la décision fut prise de démarrer le bétonnage simultanément sur deux niveaux, à partir du radier et à partir de la base de la chambre. Le bétonnage simultané des murs de cette chambre a été rendu possible grâce à l'installation, à mi-hauteur, d'un cintre métallique fixé aux parois (figure 4). Cette solution permis de réduire de moitié la durée de mise en place des 100 000 m³ de béton de ces trois chambres réalisées en dix mois.

Bassins de restitution

Formé par trois bassins d'amortissement, suivis par trois bassins de tranquilisation, l'ouvrage de restitution est le dernier ouvrage critique pour la dérivation. Sur une surface de 350 m x 400 m avec des talus de 58 m de haut sur trois faces, les 520 000 m³ de béton de ces bassins devaient initialement être mis en place en 25 mois avec des moyens conventionnels de bétonnage par camions mixeurs et grues à tour.

Avant la dérivation, les bétonnages furent concentrés uniquement sur les bassins 1 et 2 dans lesquels débouchent les trois tunnels de dérivation. Les 420 000 m³ de béton nécessaires à la réalisation de ces ouvrages furent mis en place en 17 mois avec en moyenne de 24 700 m³/mois, et une pointe de 49 000 m³/mois. Outre les moyens conventionnels, une grue à convoyeur de type Rotec Tower Belt montée sur rails, et un convoyeur télescopique mobile de type Creter Crane monté sur porteur furent utilisés pour permettre de tenir les délais de construction des bassins 1 et 2. Le bétonnage des pentes latérales en 19 plots de 15 m de large a été effectué à l'aide de coffrages glissants (photo 6).

Ces travaux ont été achevés en septembre 1997 et le 19 octobre, le batardeau aval a été ouvert pour que le fleuve Jaune puisse remplir ces bassins par l'aval. Six jours plus tard, ouverture du batardeau amont pour remplir le canal d'amenée. Le fleuve passait encore par une ouverture dans la digue principale qui se réduisait de jour en jour. Les 10 000 ouvriers et techniciens chinois de Xiaolangdi et 400 spécialistes venus du

of the civil works in 11months. Therefore, the construction of the sidewalls of the chamber started simultaneously at two levels, supporting the upper part by a truss ring beam fixed onto the rock face. This solution allowed the pouring of 100 000 m³ of concrete, and the completion of the gate chambers within 10 months (photo 5 and figure 4).

Plunge Pools

Spread over a 350 m long by 400 m wide area, with 3 side slopes of more than 58 m high, the 520 000 m³ of concrete the 3 stilling basins and apron slabs was initially planned to be placed in 25 months, using standard equipment such as mixer-trucks and cranes with buckets.

In order to achieve the river diversion on time, only plunge pools 1 & 2 had to be completed. The 420 000 m³ of concrete of these two basins were poured in the 17 months with an average of 24 700 m³ of concrete placed each month, with a peak production of 49 000 m³/month.

In addition to the conventional equipment initially planned (mixer-trucks and tower cranes), a conveyor belt, a rail mounted tower belt crane (Rotec®) and a mobile telescopic conveyor belt with respective placement capacities of 80 and 60 m³/h were also used for the concrete works of the basins 1 & 2. Some of the 19 x 15 m wide blocks of the inclined sidewalls of the stilling basins was slipformed (photo 6).

The construction of these basins was completed by the end of September 1997, and on October 19th, 1997, the D/S cofferdam was removed in order to let the Yellow River fill the basins. Six days later, the U/S cofferdam protecting the intake area was removed, allowing the Yellow River to fill the approach channel, while still passing through the steadily narrowing gap left in the main dam U/S cofferdam. The 10 000 Chinese staff and Labor and the 400 expatriates were all present at the intake on October 28th, 1997, when the Yellow River was finally and forever diverted through the manmade structures of the Xiaolangdi Dam Project (photo 7).

THE GRADUAL IMPOUNDING OF THE RESERVOIR

Once the river diverted, the next challenges were to complete the civil and hydro-mechanical works required for the next three key-dates for reservoir

Photo 7
Vue générale du projet après la dérivation du fleuve Jaune

Diversion of Yellow River (October 1997)

monde entier, représentant 40 nations étaient tous présents autour de la prise d'eau le 28 octobre 1997, jour où le fleuve Jaune quitta son lit pour couler à travers les tunnels de dérivation (photo 7).

■ MISE EN EAU PROGRESSIVE DU RÉSERVOIR

Après le premier défi de la dérivation du fleuve (photo 8), les autres enjeux du projet sont de terminer les ouvrages de génie civil et le montage des équipements hydromécaniques nécessaires pour les trois phases suivantes de mise en eau du réservoir en juin 1999 (El + 199), octobre 1999 (El + 205) et juin 2000 (El + 230) : génie civil et équipements hydromécaniques des tours de prise d'eau, bétonnage des revêtements précontraints des tunnels de chasse de sédiments, conversion des trois tunnels de dérivation en tunnels de vidange de fond.

Tours de prise d'eau - Niveau 170-283

En dépit de son apparence massive, l'ouvrage est en fait complexe en raison de la structure spécifique de chaque tour. La présence des différentes entrées en tunnels, l'évolution de la structure sur la hauteur de chaque tour, les détails nécessaires à l'installation et au fonctionnement des différents équipements hydromécaniques sont autant de facteurs participant à créer cette complexité.
Avec l'entrée de 16 tunnels à des niveaux différents, 53 puits de vannes, 36 puits de dégrilleurs et 76 vannes et dégrilleurs, 2 portiques de manutention représentant plus de 1 700 t de charpentes métalliques assemblées au sommet, sans compter les 2 galeries d'accès aux niveaux 190 et 200, les tours de prise d'eau d'une hauteur de 113 m sont sans doute l'un des ouvrages les plus complexes du lot 2.
La réduction du délai de construction de 40 à 34 mois fut imposée par le retard de 10 mois dû aux conditions géologiques rencontrées durant les travaux d'excavation.
La construction se fit en 3 phases principales :
◆ **phase 1** (El + 170 ~ El + 195) réalisée avant la dérivation. Fondés sur une plate-forme commune au niveau El + 170, la plupart des plots sont uniques par leur forme et la taille, représentant des volumes unitaires allant de 150 m³ à plus de 1 500 m³. Le ferraillage très dense en raison des efforts sismiques et la complexité des zones reliant les entonnements multiples aux logements des vannes et aux tunnels ont nécessité l'utilisation de coffrages spéciaux créant des plots de volume réduit ;
◆ **phase 2** (El + 195 ~ El + 230). Cette partie de la structure est la plus massive (plots d'un volume de 3 000 m³), mais aussi la plus complexe, du fait de sa superficie et des nombreux passages de tunnels et de galeries, tous situés à des niveaux différents variables (ex : entrée des tunnels d'écoulement libre variant entre El + 195 et El + 225).
Le béton fut transporté et mis en place par un système de convoyeurs d'une longueur de 450 m supportés par une série de 5 tours à fût cylindrique (photo 9) et deux grues de distribution à tapis Rotec de type TC 1 875 installées pour la première fois sur une base roulante sur une voie de 15 m de large à El + 175, d'une hauteur de 120 m sur fût cylindrique

Photo 8
Mise en service des bassins de restitution

Yellow River in outlet structures

impounding in June 1999 (El + 199), October 1999 (El + 205) and June 2000 (El + 230); civil works and hydro-mechanical installation of the intake towers, concreting and prestressing of sediment tunnels, conversion of the three diversion tunnels into orifice tunnels (photo 8).

Intake Towers - El. 170 to 283 (FSL)

Despite their bulky appearance, these 113 m high Intake Towers were undoubtedly some of the most complex structures of the lot 2. The 16 tunnel inlets, the 53 gate slots, the 36 trash rack slots, the 76 gates and trash racks, the erection of 2 massive overhead gantries 1 700 t on top of the towers, the presence of 2 access galleries at El. +190 and El. +200 (FSL), were only some of the difficulties to overcome.
Lastly, the initial construction period of 40 months was reduced to 34 due to the earlier delays due to the geological conditions encountered during the excavation phase of the Project.
Three main construction phases took place :
◆ **phase 1** : El. 175 m to El. 195 m (FSL) before the river diversion. Built over a platform excavated in the rock down to El. +171 m (FSL), each of the concrete blocks poured were of different size and shape, with volumes between 150 m³ to more than 1 500 m³. The increased density of reinforcement due to seismic requirement in course of the Project as well as the complexity of the inlet and slots areas required the use of special formworks forming the small seize concrete blocks;
◆ **phase 2** : El. +195 m to El. +230 m (FSL). This section of the structure is by far the most compact one, with up to 3 000 m³ blocks, but also the most complex due to is size and the variety of tunnel inlets and galleries to be built at different elevations.
The concrete was poured using a conveyor belt system (photo 9) including a double 450 m long conveyor belt, supported by 5 towers, with supply from the U/S batching plant to the 2 rails mounted towers belt cranes (Rotec® type TC 1875), erected with a hook height of 120 m on a ∅ 3.5 m tower, and equipped with a conveyor belt and a capable of distribution over a radius of 75 m.
Also part of this phase II was the construction of the shafts built behind ▶

Photo 9
Tours de prise d'eau (phase 2)
Intake towers (phase 2)

Photo 10
Tours de prise d'eau (Phase 3 - Vue aval)
Intake Towers (Phase 3 - Downstream)

de Ø 3,5 m et équipées chacune d'une flèche permettant le déplacement et la rotation d'un tapis distributeur articulé sur un rayon de 75 m.
Simultanément, à l'arrière des tours de prise d'eau, la construction des puits d'accès à la partie haute des connecteurs des tunnels de dérivation fut d'extrême importance afin de permettre la réalisation des remblais jusqu'au niveau El + 230 ;
◆ **phase 3 (**El + 230 ~ EL.283). Le nombre important de levées à réaliser dans cette partie de la structure a conduit à optimiser en permanence les méthodes, en particulier les coffrages pour rendre le bétonnage plus répétitif. Deux autres exemples de cette optimisation, les levées de bétonnages furent augmentées de 3 à 4 m, et l'utilisation du système Rotec de bétonnage par convoyeur fut aussi revu et optimisé. Ces mesures ont permis un gain de 4 à 5 mois sur le programme.
L'effort conjoint de CGIC et du fabricant des grues fut essentiel pour confirmer le choix de maintenir les grues en amont des tours à El + 175 jusqu'à la saison des crues de 1999 et permit de maintenir la date clé du 30 juin 1999 et la continuité d'avancement des travaux sur les tours de prise d'eau. Ceci a conduit à rehausser les grues Rotec de près de 30 m et à renforcer les convoyeurs, pour utiliser ce système dans une configuration sans précédent (photos 10 et 11). La partie haute des tours ne pouvant pas être réalisée dans son intégralité par les grues a été réalisée par un système convoyeur pivotant et télescopique (Rotec Swinger), alimenté depuis les deux ponts d'accès à EL.283 (poutres de 100 t et de 40 m de long) qui furent préfabriqués et lancés en parallèle avec le bétonnage des tours.
Cette nouvelle configuration a été un des éléments clés qui a permis à CGIC de finir les structures principales des tours de prise d'eau fin juin 1999.

Photo 11
Tours de prise d'eau (Phase 3 - Vue amont)
Intake Towers (Phase 3 - Upstream)

Une innovation : 2 300 t de précontrainte circulaire

Les trois tunnels de chasse de sédiments présentent la particularité d'être revêtus en béton précontraint.
Dans son appel d'offres, le client avait prévu une précontrainte constituée de simples boucles de 12 câbles enfilés dans des gaines PVC injectées au coulis de ciment après mise en tension avec un espacement de 25 cm. Dès la remise d'offre, dans le double but d'optimiser les quan-

the Intake towers to provide access in the orifice tunnels from El. 230 m (FSL) during the conversion of the diversion tunnels ;
◆ **phase 3** : El + 230 m to El. 283 m (FSL). The large number of concrete lifts to pour in this section of the structure required to further improving the construction methods. As example, the formworks were modified to make the pours more repetitive and increase their height from 3 to 4 m, the concrete distribution system (Rotec®) was modified and optimized. These measures permitted CGIC to catch-up 4 to 5 months on the program.
With a joint effort of the Contractor and the Crane supplier, the crane configuration was modified so that the tower belt cranes could be maintained at El. +175 m until the flood season of 1999. The crane shafts were raised by nearly 30 m, the conveyor belt system locally reinforced, and a telescopic swinging conveyor belt was brought in to enhance the system (photos 10 & 11). This revised configuration, with heights and arrangements never seen before on a construction site with this type of equipment, was one of the key elements allowing the CGIC to achieve the substantial completion of the towers by the end of June 1999.

An innovation : 2 300 t of circular post-tensioning for Sediment Tunnels

The three tunnels have the particularity to have 850 m on pre-stressed concrete lining each.
The tender design specified a traditional post-tensioning system made of cement grouted bounded strands. With their bid, the Contractor proposed to replace the 12 cables bounded in PVC ducts at a spacing of 250 mm by 8 unbounded greased and HDPE coated strands at a spacing of 500 mm. This alternative design had the double objective to optimize the quantities by a creating a better distribution of the stresses throughout the structure, and ease the construction method & sequence.
The number of anchor blocks was thereby reduced to 5 000 pieces, and the amount of strand to 2 300 tons. The savings generated were respectively 50 % and 30 % of the original quantities. In order to grant his approval to this relatively new technique, the Client requested several full-scale tests to be carried out for both alternatives. The results widely confirmed the calculations and the benefits of the alternative solution. The distri-

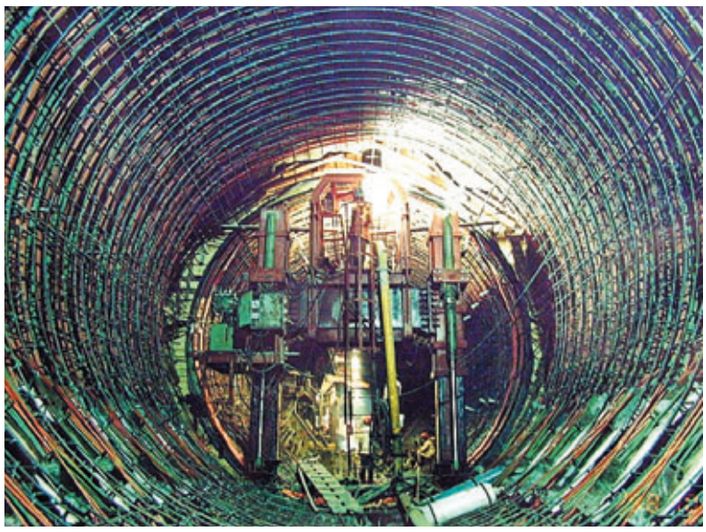
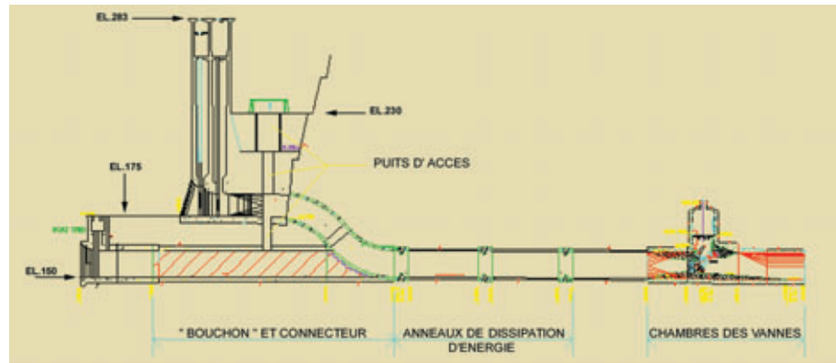


Photo 12
Précontrainte des tunnels de chasse de sédiments

Sediment tunnels

Figure 5
Conversion des tunnels de dérivation en tunnels de vidange de fond

Conversion of diversion tunnels in orifice tunnels



tités grâce à une meilleure répartition des contraintes et de simplifier les séquences de construction, le groupement a proposé une variante basée sur l'utilisation de 8 câbles gainés (PEHD) et graissés, installés en double boucles tous les 50 cm et les ancrages se situaient en radier.

L'économie fut de l'ordre de 50 % sur les ancrages dont le nombre fut réduit à 5 000 et de près de 30 % sur les câbles dont le tonnage fut réduit à 2 300 t. Pour faire accepter cette variante (peu expérimentée) le client a exigé une série d'essais réalisés sur des modèles grandeur nature pour les deux solutions. Les essais ont confirmé les calculs théoriques : une meilleure distribution des contraintes et un coefficient de perte de l'ordre de 0,04 au lieu de 0,23.

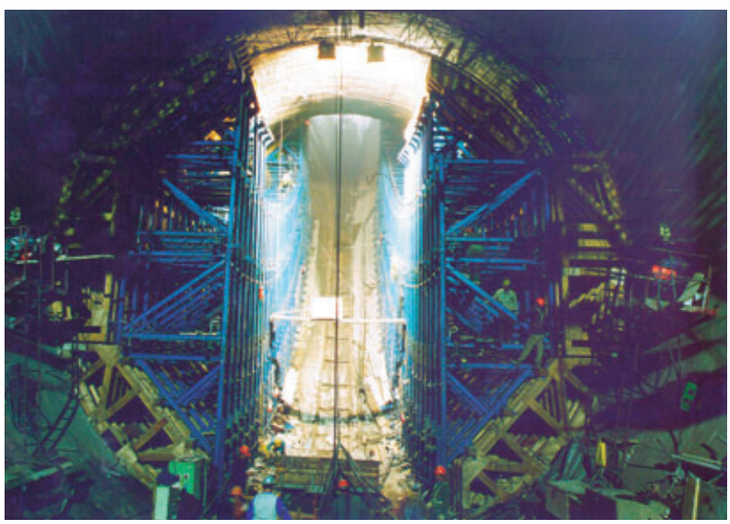


Photo 13
Bétonnage du connecteur en "S"

Lower connecting bend

Les câbles furent achetés localement et le système de précontrainte fourni par une association Dywidag, Spie Précontrainte et OVM, entreprise locale fournissant les blocs d'ancrage.

Schématiquement les séquences d'exécution sont les suivantes (photo 12) :

◆ mise en place des armatures et des réservations pour les ancrages ;

◆ bétonnage au moyen d'un coffrage télescopique long de 12,60 m et de type "*full round*" ;

◆ mise en tension des câbles 28 jours après le bétonnage.

Conversions des tunnels de dérivation

La réalisation du premier tunnel de dérivation s'était effectuée de novembre 1998 à juin 1999 (entre deux saisons des pluies), un an plus tard pour les deux autres tunnels.

Les travaux à réaliser simultanément étaient repartis dans quatre zones distinctes (figure 5) :

◆ 1) Section en "S" à l'amont ;

◆ 2) "Bouchon" de 100 m (environ 20 000 m³ de béton par tunnel ;

◆ 3) Trois anneaux de dissipation d'énergie ;

◆ 4) Transformation de la chambre de vannes pour recevoir deux vannes radiales de 270 t chacune.

La partie haute de la section en "S" (photo 13) fut réalisée pendant la construction des tours de prise d'eau. Après fermeture du tunnel de dé-

bution of the stresses was much more regular and uniform, the losses of post tensioning by friction were significantly reduced.

The cables were bought locally whereas the post-tensioning system was supplied jointly by Dywidag, Spie Precontrainte and OVM, a local manufacturer and supplier of anchor blocks.

The construction of a typical block was as follows (photo 12) :

◆ Fixing of the passive reinforcement and the unbounded greased HDPE coated strands ;

◆ Pouring of the 12.6 m long block using the telescopic full round formwork traveler ;

◆ Post-tensioning of the strands 28 days after casting the block.

Conversion of the Diversion Tunnels

The conversion of the Diversion Tunnel 1 into the Orifice Tunnel 1 started in November 1998 and completed in June 1999. The same conversion works were carried out during the same period the following year on the Diversion Tunnels 2 & 3.

The conversion of each tunnel simultaneously affected 4 distinct areas (figure 5) :

◆ 1) The upstream S-shaped lower connector bent ;

◆ 2) The 100 m long diversion tunnel plug representing 20 000 m³ of mass concrete ;

◆ 3) The three orifice rings ;

◆ 4) The Mid Gate Chamber where two sector gates had to be installed.

The upper connector bends were built during the construction of the intake towers (photo 13). Immediately after the closure of the Diversion Tunnel, the excavation and the break through the lining of the Diversion Tunnel was done with explosives and the mucking through the d/s Access Tunnel. The 3 200 m³ of concrete of each lower connector bend were poured in 6 days with two pumps installed in the upper section of the connector. The construction of the plugs started during the excavation and construction of the connector bends. The 16 000 m³ of concrete were taken to these plugs by a 100 m vertical pipeline equipped with devices designed to reduce the speed and avoid the segregation of the concrete.

A unique feature of these conversion works in each tunnel was the construction of the 3 successive orifice rings built within very strict design tolerances (photo 14). In order to reduce the abrasion, nearly 350 armor plates

Photo 14
Bétonnages des anneaux de dissipation
Orifice rings

Photo 15
Tours de prise d'eau - Niveau + 283
Intake towers El. + 283

Photo 16
Montage dans les chambres de vannes intermédiaires (phase conversion)

Gate installation in Mid-gate chambers

rivation, le percement du revêtement et les travaux d'excavation du coude inférieur furent réalisés à l'explosif. La construction du "bouchon", à l'aide du puits d'accès à El + 230.0 en amont de chaque tunnel commença en parallèle des travaux d'excavation du coude inférieur. Le bétonnage s'effectua par pompage depuis une conduite verticale de 100 m de hauteur. Le bétonnage du coude inférieur, en une seule opération d'un volume de 4640 m³, fut réalisé en 6 jours à l'aide de 2 pompes fixes installées en partie haute de la section en "S". La partie la plus significative, tant pour le projet qu'au niveau des interfaces de travaux de la conversion, fut la réalisation des trois anneaux de dissipation d'énergie menée avec une grande précision (photo 14). Afin d'en réduire l'érosion, l'arrête intérieure de l'anneau était protégée par une série de 348 lames métalliques, la pose de ces larmes coulées dans le béton de 1re phase a nécessité des méthodes de préfabrication et un contrôle très précis pour obtenir la tolérance de quelques millimètres. La

were embedded in the first stage concrete to protect the inner edge of each ring. Pre-assembly beds and very accurate survey methods were developed to insure an easy, fast and accurate installation of the plates. The completion of the mid gate chambers required a very detailed and very strict phasing of the demolition, concrete and hydro-mechanical works. A good co-ordination between the various teams in charge these tasks was the key of the successful completion of these transformations.

Installation of 25 000 t of hydro-mechanical Equipment

The hydro-mechanical components to be installed in the structures were manufactured and supplied by the Client. CGIC had to assemble, install and test this equipment.

Installation of the intake gates

The intake towers count 89 slots in which 6 200 t of embedded parts were placed in

transformation de la chambre des vannes fut également une séquence complexe :

◆ 1) Modification du profil en long du tunnel ;

◆ 2) Construction et installation des équipements du niveau supérieur de la chambre des vannes ;

◆ 3) Installation des vannes.

Installation de 25 000 t d'équipements hydromécaniques

Les pièces noyées, fixes ou mobiles nécessaires à l'équipement de l'ouvrage furent conçues, fabriquées et livrées par le client, puis installées et mises en service par CGIC.

Les vannes des tours de prise d'eau

Les 10 tours de prises d'eaux constituent au total 89 puits dans lesquels 6 200 t de pièces fixes furent scellées en 2e phase pour permettre l'installation et le fonctionnement de 76 vannes et grilles. Ce travail représente l'installation de plus de 40 km de guides métalliques. Le calendrier très tendu a conduit CGIC à commencer l'installation de ces guides pendant la construction des tours, créant ainsi pendant une longue durée une interface entre les travaux de génie civil et l'installation des équipements hydromécaniques.

Les 76 vannes et grilles (7 800 t) furent installées avant la mise en eau du réservoir, en octobre 1999. Les 3 500 t de treuils et vérins hydrauliques, et les deux portiques de levage (photo 15) destinés à l'opération des vannes furent assemblés et installés à l'aide d'une grue mobile de 300 t.

Les vannes radiales des tunnels de vidange de fond

L'exiguïté de l'aire de travail dans les chambres de vannes intermédiaires et un délai très réduit à la fin des travaux de génie civil ont nécessité des méthodes et un phasage détaillés pour l'installation des vannes radiales.

Les vérins hydrauliques, les compresseurs et pompes hydrauliques et les équipements électriques des vannes dans la partie haute de la chambre furent installés à l'aide d'un pont roulant de 35 t, en parallèle avec le montage des vannes en partie basse. Dans le tunnel, les pièce fixes furent installées avec une grue mobile, alors que les pièces mobiles, dont le poids des composants de vannes variait entre 17 et 150 t, furent toutes mises en place par treuils, et ajustées à l'aide d'une plate-forme mobile (photo 16).

Après la première production d'électricité en janvier 2000, la fin des travaux de génie civil et des montages hydromécaniques en juin 2000 correspond à une nouvelle étape de mise en service du barrage.

■ CONCLUSION

Après 60 années de préparation et de mise au point du projet, l'ambition de contrôler le fleuve Jaune (photo 17) devient réalité. En 6 ans, plus de 10 000 ouvriers et techniciens venant de 40 pays ont affronté ensemble les difficultés géologiques, techniques d'une ampleur exceptionnelle.

a second stage concrete in order to allow the installation and operation of 76 gates and trashracks. This task represents the installation of 40 km of guides. The very tight construction schedule of the intake towers motivated the Contractor to start the installation of the guides while the 1st stage concrete of the towers was still ongoing, thus creating an additional interface between the hydro-mechanical works and the civil works.

The 76 gates and trash racks with a total weight of 7 330 t were assembled and installed in the slots by October 1999. The 3 000 t of hydraulic hoists, wire rope winches and two gantry cranes (photo 15) required for the permanent operation of the gates were assembled and installed in the intake towers with a 300 t crawler crane.

Installation of the sector gates in the Mid Gate Chambers

The small working space in the gate chamber and the short construction period available after the completion of the civil works required very detailed methods and sequences from the installation of the sector gates. A 35 t temporary overhead crane was installed in each chamber for the construction of the hoist chamber concrete floor, and the installation of the hydraulic hoists, the power packs, the permanent gantry crane and the other related equipment.

The embedded parts of the gates were placed with a mobile crane. The other components, with weights ranging from 17 t to 150 t, were rigged in position with 10 t winches, pulleys and sheave blocks installed in the tunnel, and adjusted in final position with hydraulic jacks resting on a purposely designed carrier (photo 16).

After the first power generation in January 2000, the completion of the civil works and the installation of hydro-mechanical equipment in June 2000 mark a new step in the commissioning of the project.

Photo 17
Vue général des ouvrages à l'aval
Xiaolangdi Outlet structures

■ CONCLUSION

After 60 years of preparation and fine-tuning of the Project, the desire and resolution to control the Yellow River (photo 17) finally became a reality. In six years, more than 10 000 workers and experts, from more than 40 countries, with their hard work, tenacity and ingenuity achieved this outstanding task.

The good co-operation and mutual respect between the Client, the Engi-

La bonne coopération et la confiance mutuelle établies entre le client, l'ingénieur, l'entreprise et ses partenaires ont permis, en mettant en commun les expériences respectives, de trouver des solutions aux difficultés rencontrées et de mettre en œuvre des techniques innovantes pour relever le défi de chacune des étapes de la construction de l'ouvrage.
Aujourd'hui le message affiché en haut des tours de prise d'eau : "*Le Fleuve se tranquillise ; il amène bonheur et richesse au peuple chinois ; le Fleuve et la montagne sont éternels*" rappelle à tous l'enjeu des efforts accomplis.

neer and the Contractor, but also the team work that grew between CGIC and their partners during the last 6 years were the key to find the right solutions to the problems, to implement new techniques and methods, in order to successfully achieve the tasks and challenges represented by each phase of the Project.
Today the message printed at the top of the Intake towers : "*The peace of Yellow River ; the happiness of the People ; the everlastingness of the Territory*" remind to everybody the target achieved through the joint efforts.

RESUMEN ESPAÑOL

Xiao Langdi : tomas de agua y estructuras de derivación

N. Bour, Fr. Guitard y S. Fan

La presa de Xiao Langdi, ubicada en la última garganta del cauce mediano del río Amarillo, aguas arriba del Luoyang (provincia de Henan), cuya potencia instalada se eleva a 1 800 MW, constituye el proyecto clave para controlar las avenidas y la sedimentación del río Amarillo.
La estructuras de derivación provisionales y definitivas consisten en un grupo de 10 torres de toma de agua y de varios contraembalses de restitución, reunidos por un conjunto de 16 túneles de gran diámetro para la alimentación de la central, la derivación del Río Amarillo, los desaguaderos de fondo y los vertederos de laminación de avenidas. Su localización en un macizo de gredas sobre una longitud de 1,5 km y una anchura de 300 m ha dado lugar a una complicada subdivisión de las fases de las obras de construcción.
Las numerosas fechas clave del programa relacionadas con la derivación del río y a los interfaces con la presa y la central subterránea, han conducido al grupo CGIC JV a poner en aplicación técnicas innovadoras y, asimismo, a movilizar importantes medios humanos, con más de 8 500 personas procedentes de 40 países.

摘要文字

小浪底水电工程修建：蓄水和引水工程

N. Bour, Fr. Guitard y S. Fan

小浪底水电枢纽工程位于黄河中部最后一个峡谷，洛阳（河南省）上游，其装机容量为1800兆瓦，它是解决黄河泥沙沉结及洪水问题的关键工程。

临时及永久排水设施包括10个蓄水塔及几个回水池，这些池由16大直径的隧道相联通，并向发电站、黄河支流、泄洪蓄水库的供水。这些实施位于一长度1.5公里宽度300米的砂岩体上，所有这些使得工程施工的难度增大。

诸如河流的分流，坝的不同界面，地下发电厂房等与工程有关的重大日期导致组建CGIC合资公司，该公司发展新技术和新方法来疏导分布在40多个县的8500个居民。