

Travaux

n° 785

- Socatop :
la paroi moulée
du puits du Butard
- Viaduc de Millau :
les ouvrages
de soutènement
Tervoile®
de la pile P3
- Remise
en stabilité
du versant
de la Loire à Blois
- Reconstruction
de la balise
"La Foraine" dans
le Raz Blanchard
- La tour PB6
à La Défense
- Construction
d'une cale sèche
à Concarneau
- Les travaux
de fondations
du Groene Hart
(Pays-Bas)
- Le parc
de stationnement
du CHU
de Groningue
(Pays-Bas)
- Traversées
de crêtes
montagneuses
pour le pipeline
Bolivie - Mato
Grosso au Brésil
- Seford :
un nouvel élan
pour le forage dirigé



Sols et fondations

Travaux

numéro 785

avril 2002

Sols et fondations

éditorial

actualités

matériels

1

8

16



Notre couverture

La balise "La Foraine"
dans le Raz Blanchard

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 18 11 41
Fax : (33) 02 41 18 11 51
Francoise.Godart@wanadoo.fr

VENTES ET ABONNEMENTS

Olivier Schaffer
9, rue Magellan - 75008 Paris
Tél. : (33) 01 40 73 80 05
revuetravaux@wanadoo.fr
France : 155 € TTC
Etranger : 190 €
Prix du numéro : 19 € (+ frais de port)

MAQUETTE

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

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 intérêts 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° 0106 T 80259



éditorial

Daniel Tardy

actualités

matériels

PRÉFACE

Roger Frank

SOLS ET FONDATIONS

◆ Socatop : la réalisation de la paroi moulée du puits du Butard

- Socatop : construction of the diaphragm wall of the Butard pit

Ch. Besson

◆ Le viaduc de Millau : les ouvrages de soutènement Tervoile® de la pile P3

- Millau viaduct. Tervoile® supporting structures for pier P3

Ch. Thomasson, P. Dudognon

◆ La remise en stabilité du versant de la Loire à Blois - Restoration of the stability of the slope of the Loire Valley in Blois

Fr. Durand, D. Thiriat, D. Nibel, J.-L. Fouillade

◆ Reconstruction de la balise "La Foraine".

Une fondation très spéciale dans le Raz Blanchard - Reconstruction of the "La Foraine" beacon.

A very special foundation in the Raz Blanchard

E. Chollet, J. Le Bouguenec, P. Derrien, G. Delisle

◆ La tour PB6 à La Défense

- The PB6 tower in La Défense

J.-M. Jaeger, Th. Genest, L. Boufflet

◆ Construction d'une cale sèche dans le port de Concarneau

- Construction of a dry dock in the port of Concarneau

E. Robert, Fr. Prost, M. Le Guennic, B. Le Poupon, Ch. Le Viol

◆ Un chantier à grande vitesse : les travaux de fondations du Groene Hart (Pays-Bas)

- Groene Hart (Netherlands). Foundation work : a high-speed project

D. Clerf

Sommaire

avril 2002

Sols et fondations

Dans les prochains numéros

- Géosynthétiques**
- Terrassements**
- Travaux urbains**
- Environnement**
- Eau**
- Réhabilitation d'ouvrages**
- International**
- Ponts**
- Travaux souterrains**



◆ Le parc de stationnement du centre hospitalier universitaire de Groningue (Pays-Bas). Une paroi moulée dans un environnement sensible
- *The parking lot at the Groningen university hospital centre (Netherlands). A diaphragm wall in a sensitive environment*

Ph. Grau

62



◆ Traversées de crêtes montagneuses par forage directionnel pour le pipeline Bolivie - Mato Grosso au Brésil

- *Crossing mountain peaks by directional drilling for the pipeline from Bolivia to Mato Grosso in Brazil*

D. Pellerin

69



◆ Seford : un nouvel élan pour le forage dirigé

- *Seford (trade association of directional drilling contractors) : a new impetus for directional drilling*

D. Feldmann

74

tunnels

78

recherche

81

répertoire des fournisseurs

83

L'Eurocode 7 "Calcul géotechnique"

La revue *Travaux* publie annuellement un numéro entièrement consacré aux sols et aux fondations et l'on ne peut que s'en féliciter. Il a été largement souligné dans ces colonnes, ainsi que dans les divers articles, l'importance qu'il y a lieu d'accorder aux problèmes liant l'acte de construire et les données géotechniques. Même si le coût des études de fondations et de leur réalisation peut paraître faible au regard du coût des ouvrages à porter ou à soutenir, les enjeux sont capitaux et le risque que l'on prend à les sous-estimer est grand. Il n'est cependant pas facile d'étudier et de réaliser de bonnes fondations : il s'agit d'un domaine qui nécessite un sens permanent de l'innovation, ainsi qu'une technicité et un savoir-faire particulièrement élevés.

On peut construire sur le sol, on peut construire dans le sol, on peut construire avec le sol et l'on peut, aussi, avoir à se protéger d'aléas naturels liés au sol. La démarche "géotechniquement correcte" est toujours la même et elle est bien connue. Il s'agit d'abord de mener une reconnaissance sérieuse et complète, afin de définir les terrains avec des paramètres représentatifs et adaptés au problème posé ; il faut ensuite, dans le cas d'un projet de fondations, mener le projet de dimensionnement avec un souci alliant sécurité et efficacité économique et, enfin, les travaux eux-mêmes doivent, bien évidemment, être exécutés avec toutes les règles de l'art.

La normalisation européenne dans le domaine de la géotechnique répond clairement à ce triple objectif et cherche, ainsi, à assurer la qualité de l'ensemble du processus. Plusieurs commissions techniques (TC) du Comité européen de normalisation (le CEN, comprenant à l'heure actuelle dix-neuf membres) travaillent, en effet, sur les diverses normes touchant à ce domaine :

- ◆ les normes d'essais géotechniques (TC 341) ;
- ◆ la norme de conception géotechnique, (le fameux "Eurocode 7", préparé par le TC 250/Sous-comité 7) ;
- ◆ les normes d'exécution des travaux géotechniques (TC 288), ainsi que les normes de produits géotextiles (TC 189).

En France, les travaux des commissions "miroir" (des commissions européennes), comme il est convenu de les appeler, relèvent toutes d'une commission unique de l'AFNOR : la Commission de coordination de la normalisation en géotechnique (CCNG, présidée par Jean-Pierre Magnan, directeur technique au LCPC). Le fait d'avoir une commission unique, regroupant, de plus, tous les représentants de la profession, constitue un avantage certain.

Les travaux des divers comités du CEN n'en sont pas au même stade d'avancement. Le TC 288 a déjà publié plusieurs normes d'exécution des fondations, alors que le TC 341, qui a été créé très récemment, en est à la phase d'élaboration des premières versions de normes d'essais en place. En ce qui concerne l'Eurocode 7, les travaux sur les règles générales (par-

tie 1) ont commencé, on le sait, il y a déjà plus de 20 ans ! Après la publication de la norme européenne expérimentale en 1994 (ENV 1997-1), les travaux ont repris pour la transformer en norme européenne (EN) en 1997 et, tout récemment, le sous-comité 7 a pris la décision (à une très confortable majorité) de soumettre au vote formel un nouveau texte préparé par le groupe de travail et l'équipe de projet (étape du "final draft"). L'année 2002 sera ainsi consacrée à la mise au point finale du texte, ce qui comporte notamment sa traduction en français et en allemand (qui sont, avec l'anglais, les langues officielles du CEN). On peut alors prévoir le vote formel durant l'année 2003 et la publication par l'AFNOR, avec l'annexe nationale pour la France, en 2004... La tâche ne sera pas pour autant achevée, car l'Eurocode 7 - Partie 1 est une norme générale qui nécessite d'être complétée, dans chaque pays, par des normes d'application permettant de mener les calculs précis liés au dimensionnement géotechnique. Ce nouveau travail a commencé récemment en France, pour ce qui concerne les fondations profondes.

Les parties 2 et 3 de l'Eurocode 7, consacrées respectivement à l'utilisation des essais de laboratoire et à l'utilisation des essais en place pour le dimensionnement géotechnique, ont été, quant à elles, mises en chantier en 1995. Elles ont soulevé beaucoup moins de difficultés (voire de controverses !) et, après la publication des normes expérimentales en 1999 (ENV 1997-2 et ENV 1997-3), le calendrier envisagé est décalé d'un an et demi environ par rapport à la partie 1.

Sans entrer dans le détail du contenu de l'Eurocode 7, ni des enjeux qu'il représente ou des débats qu'il suscite encore, ces colonnes sont peut-être le lieu pour insister sur quelques aspects généraux qui rendent la tâche passionnante :

◆ l'Eurocode 7 est un outil pour aider les géotechniciens européens (et d'autres...) à parler le même langage ;

◆ c'est également un outil pour le dialogue indispensable entre les géotechniciens et les ingénieurs des structures ;

◆ l'Eurocode 7 aide manifestement à la promotion de la recherche pour établir des méthodes novatrices de calcul des ouvrages géotechniques ;

◆ enfin, il pousse à s'interroger sur la pratique du dimensionnement géotechnique actuel, de la reconnaissance des terrains jusqu'aux modèles de calcul.

Le paragraphe suivant, extrait de la version actuelle de l'Eurocode 7 [§ 2.4.1(2)], nous permet de revenir aux propos ci-dessus tout en rappelant la modestie qui doit toujours caractériser le projeteur :

"La connaissance des conditions de sol en géotechnique dépend de l'importance et de la qualité des reconnaissances géotechniques. Cette connaissance et le contrôle de la qualité de réalisation des travaux sont plus importants pour satisfaire les exigences fondamentales que la précision des modèles de calcul et des coefficients partiels".



■ **ROGER FRANK**
Directeur du CERMES
(ENPC-LCPC)
Président
de l'Eurocode 7
"Calcul géotechnique"

SOCATOP : la réalisation du puits du Butard

Dans le cadre du bouclage de A86 à l'ouest, Intrafor-VSL est intervenu sur un des ouvrages de service du projet.

Ainsi l'article décrit-il la méthodologie retenue pour l'exécution d'un puits circulaire de 11,60 m de diamètre et d'une profondeur de 60 m en paroi moulée.

Il met notamment l'accent sur le procédé qui a été retenu au niveau des joints entre les éléments unitaires de paroi moulée, procédé qui a été utilisé pour la première fois sur cet ouvrage.

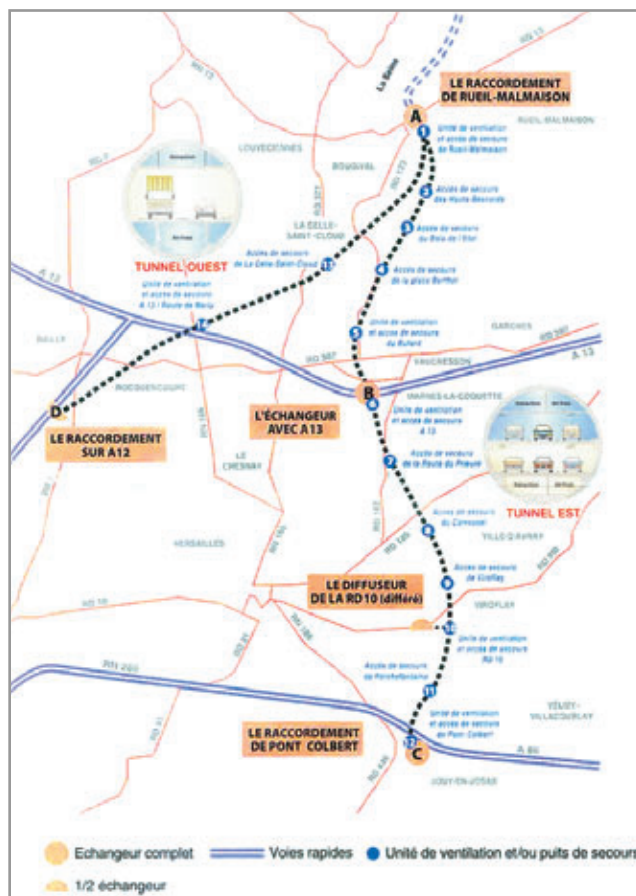


Figure 1
Plan
de situation
Location drawing

Photo 1
Vue générale
General view



■ PRÉSENTATION DU PROJET

Comme le montre la figure 1, le raccordement de l'autoroute A86 à l'ouest de Paris achèvera le bouclage de ce super-périphérique dans cette partie de la région parisienne. Les travaux consistent en la réalisation de deux tunnels (Est et Ouest) passant sous la colline de la Celle-St-Cloud. Ces deux tunnels prennent leur origine à Rueil-Malmaison et rejoignent l'A86 et l'A13 à hauteur de Jouy-en-Josas et Rocquencourt. A ces deux tunnels routiers

sont adjoints des ouvrages associés en tête de tunnel, des ouvrages de liaison, de ventilation et de secours.

Cofiroute, maître d'ouvrage du projet, a missionné la Société de Construction de l'Autoroute de la Traversée de l'Ouest Parisien (SOCATOP) pour assurer la maîtrise d'œuvre. Le groupement d'entreprises (Campenon, Eiffage TP, GTM), entreprise générale, a sous-traité les fondations spéciales des puits de ventilation du Butard et du Bois de l'Etat au groupement Intrafor - Botte Sade. Intrafor réalise les parois moulées de ces deux ouvrages.

■ LE Puits DU BUTARD

D'un diamètre intérieur de 11,60 m et d'une profondeur de 60 m, ce puits de secours et de ventilation est situé en bordure des tunnels auquel il est raccordé par un rameau. Sur le plan géotechnique, il traverse successivement les couches géologiques ci-après (figure 2) :

- ◆ de 0,00 m à 4,00 m : remblais ;
 - ◆ de 4,00 m à 7,00 m : éboulis ;
 - ◆ de 7,00 m à 39,60 m : sables de Fontainebleau ;
 - ◆ de 39,60 m à 41,90 m : marnes à huîtres ;
 - ◆ de 41,90 m à 43,90 m : calcaire de Sannois ;
 - ◆ de 43,90 m à 45,35 m : argile verte ;
 - ◆ de 45,35 m à 46,35 m : marnes supragypseuses.
- Le puits intercepte ensuite le calcaire de Champigny, puis le sable de Beauchamp et s'ancre enfin dans les marnes et caillasses. La nappe du stampien se situe à la cote 136 environ dans les sables de Fontainebleau, et la nappe du lutétien est rencontrée à la cote 90, dans le calcaire grossier sous l'ouvrage.

La partie supérieure d'un diamètre intérieur de 11,60 m et d'une profondeur de 46,35 m est excavée à l'abri d'une paroi moulée de 1,02 m d'épaisseur. C'est sur cet ouvrage que le joint DSEI a été mis en œuvre pour la première fois.

■ LA RÉALISATION DES TRAVAUX DU Puits DU BUTARD

Les travaux consistent en l'exécution d'une paroi moulée périphérique circulaire de 11,60 m intérieur, d'une épaisseur de 1,02 m, d'une profondeur de 46,35 m et d'une surface légèrement inférieure à 2 000 m².

Le plan de panneautage prévoit deux panneaux primaires, deux successifs et deux secondaires.



de la paroi moulée

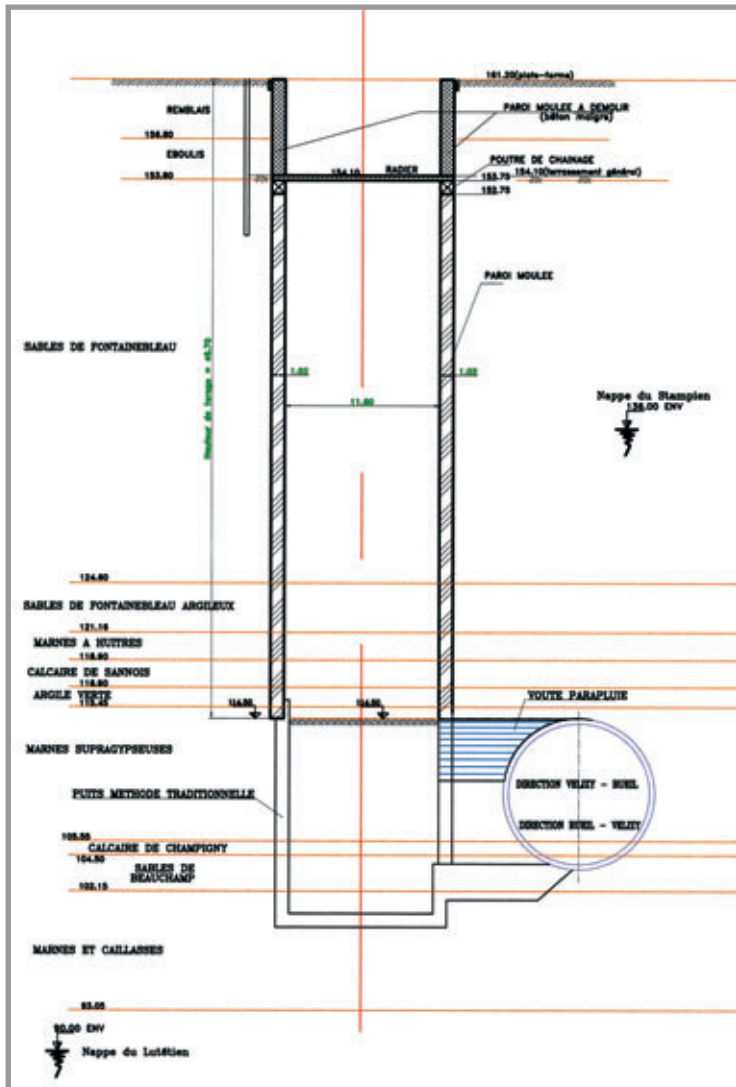


Photo 2
Equipement d'un panneau

Figure 2
Profil du puits du Butard
Profile of the Butard pit

Fitting a panel



Photo 3
Le bétonnage
Concreting

Situé dans un environnement sensible, le site est particulièrement exigü. La photo 1 présente une vue générale du chantier avec le cutter et son porteur de 130 t, la grue de manutention LB 853, la centrale à boue d'une capacité de 750 m³ et les tubes-joints destructibles avant leur mise en place. En effet la particularité majeure du chantier réside dans l'utilisation de joints destructibles entre panneaux.

Phasage type d'exécution d'un panneau primaire

Il se présente de la façon suivante :

- ◆ réalisation des murettes-guides et d'un avant-trou de 5 m de profondeur ;
- ◆ forage au cutter avec suivi en continu de la verticalité et rectification éventuelle de celle-ci, desablage ;
- ◆ équipement simultané des cages de ferrailage et des tubes-joints DSEI. Les cages de ferrailage

constituées de "cagettes" sont mises en place par élément de 11 m de hauteur. La particularité de l'équipement réside dans le fait que l'on introduit dans le même temps les "cagettes" d'un même niveau horizontal et le ou les deux éléments ouverts de joint qui sont fixés à la ou les cages d'extrémité du panneau. Les tubes-joints DSI sont raccordés les uns aux autres au moyen de manchons rivetés aux tubes. L'étanchéité de la base des deux tubes dans leur position définitive achève cette phase. La photo 2 montre l'équipement en cours d'un panneau primaire (deux tubes-joints DSEI) ;

- ◆ bétonnage du panneau. La particularité essentielle du bétonnage consiste dans le fait que l'introduction du béton se fait simultanément avec le remplissage des deux tubes-joints DSEI par du gravier 10/20 (photo 3). On s'assure en permanence que le niveau de remplissage des tubes est légèrement supérieur au niveau du béton dans la tranchée. Le béton utilisé est un béton de type BMOA.



Le forage d'un panneau secondaire ou successif

L'opération de forage d'un panneau secondaire ou successif se fait (après l'avant-trou) au cutter. Pendant l'excavation de la ou des passes se trouvant le long des joints DSEI, les dents du cutter brisent partiellement le tube en PEHD, et les morceaux, moins denses que la boue bentonitique, remontent en surface évitant d'obstruer les pompes d'aspiration du cutter. Lorsque le panneau est entièrement excavé, on procède à l'arrachage et à la remontée des morceaux restants du tube PEHD au moyen d'un dispositif adapté, monté sur une benne à câble qui circule verticalement le long des joints. Après s'être assuré que la totalité du tube a bien été "extraite" (photo 4), le réglage et le nettoyage du fond de panneau sont réalisés au moyen d'une benne à câble.

Photo 4
Le "tube joint"
après usage
The tube joint
after use



■ RAPPEL DES SOLUTIONS TRADITIONNELLES DE JOINT ENTRE PANNEAUX DE PAROI MOULÉE

Les procédés traditionnels sont au nombre de trois. Le plus ancien est celui du tube-joint circulaire métallique. Rappelons qu'après excavation, en général sous boue, d'un élément de paroi moulée, on met en place à chacune des extrémités de ce panneau un élément coffrant vertical (les tubes-joints) qui seront extraits à la fin de l'opération de bétonnage, après rigidification du béton, laissant ainsi deux empreintes "vides" aux deux extrémités. Lors de l'excavation des panneaux adjacents l'outil de forage sera guidé par ces empreintes, lesquelles seront nettoyées, puis bétonnées lors de l'opération de bétonnage des panneaux adjacents. Les difficultés rencontrées par cette méthode sont liées aux problèmes de contournement des tubes-joints lors du bétonnage des panneaux primaires, à la né-

cessité d'extraire les tubes à un moment bien déterminé (quelquefois la nuit), aux déviations de l'outil de forage et à la profondeur qui accentue ces phénomènes et conduit à des systèmes de plus en plus lourds, le poids augmentant aussi avec l'épaisseur de la paroi. Au-delà de 30 à 35 m, le tube-joint circulaire métallique devient problématique.

Le deuxième procédé, plus récent, a permis un triple progrès : assurer une bonne continuité entre les panneaux, permettre la mise en place de joints d'étanchéité, et, dissocier l'opération de bétonnage de celle de décoffrage. Ainsi le joint circulaire a-t-il été remplacé par un joint-plan possédant une forme appropriée autorisant les dispositions ci-dessus évoquées, l'opération de décoffrage se faisant lors de l'excavation des panneaux adjacents aux panneaux dans lesquels les joints ont été mis en place. Ce type de procédé reste néanmoins limité en profondeur pour les mêmes raisons que pour le tube-joint circulaire, sa moins grande rigidité accentuant le phénomène.

Il pose également problème lorsque les panneaux de paroi forment entre eux un angle supérieur à quelques degrés, ce qui est le cas des puits de faible diamètre.

Avec l'apparition des outils d'excavation rotatifs à dents permettant d'attaquer le béton, est apparue une troisième solution. Ainsi on exécute d'abord des panneaux primaires encadrant un panneau secondaire d'une longueur unitaire légèrement supérieure à la longueur de l'outil de forage qui, lors de l'excavation du panneau secondaire, vient "mordre" le béton d'extrémité des deux panneaux primaires l'encadrant. Apparemment non limité en profondeur, ce procédé est toutefois confronté aux problèmes de déviation et de vrillage des panneaux, ainsi qu'aux difficultés liées à la pollution de la boue par les produits du béton des panneaux primaires.

Ainsi aucune de ces trois méthodes n'est totalement satisfaisante pour l'exécution de puits d'un diamètre inférieur à 15 m, qui plus est, à grande profondeur. C'est de cette réflexion qu'est né le joint destructible DSEI.

■ LA SOLUTION DSEI

Ce procédé breveté associe les avantages des tubes-joints circulaires et des coffrages plans, sans avoir le handicap du poids et donc de la profondeur. Dans le cas du puits du Butard ci-dessus exposé, le joint DSEI est de forme circulaire, en PEHD, mis en place avec les cages d'armature et ce, jusqu'au fond de l'excavation (45 m). Il sera "extraît" pendant l'excavation du panneau adjacent, après avoir été détruit et morcelé par un outil spécifique pendant l'opération de forage, et après avoir permis de guider le cutter dans sa descente en assurant une parfaite continuité entre les panneaux.

■ CONCLUSION

Le joint DSEI qui offre des avantages importants notamment pour les ouvrages de grande profondeur a été mis en œuvre avec succès sur le puits du Butard, premier des deux ouvrages qu'Intrafor doit réaliser sur le projet. Il le sera à nouveau sur le puits du Bois de l'Etat d'un diamètre plus petit (7,60 m) et d'une profondeur plus grande (55 m).

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maitre d'ouvrage

Cofiroute

Maitre d'ouvrage délégué et maître d'œuvre

Socatop

Entreprise générale

Groupement Campenon Bernard - Eiffage TP - GTM

Sous-traitant paroi moulée

Intrafor

ABSTRACT

SOCATOP : Construction of the diaphragm wall of the Butard pit

Ch. Besson

Within the framework of completion of the western loop of the A86 motorway, Intrafor-VSL performed work on one of the project's service structures. The article accordingly describes the methodology adopted for the construction of a circular pit 11.60 m in diameter and 60 m deep in diaphragm walls. It emphasises in particular the process which was adopted for the joints between diaphragm wall units, a process employed for the first time on this structure.

RESUMEN ESPAÑOL

SOCATOP : ejecución de la pantalla continua del pozo de Le Butard

Ch. Besson

Actuando en el marco del cierre del circuito formado por la autopista A86, por su parte oeste, la empresa constructora Intrafor-VSL ha intervenido en una de las estructuras de servicio del proyecto. Se describe en este artículo el método adoptado para la ejecución de un pozo circular de 11,60 m de diámetro y una profundidad de 60 m en forma de pantalla continua. Se insiste, fundamentalmente, acerca del procedimiento que se ha aplicado al nivel de las juntas entre los elementos unitarios de la pantalla continua, procedimiento que se ha utilizado por vez primera en esta estructura.

Viaduc de Millau

Ouvrages de soutènement

Dans le cadre du chantier du grand viaduc de Millau (autoroute A75) réalisé par le groupement des entreprises Eiffage TP/Eiffel, l'entreprise S.A.T.S. (Société Anonyme Travaux Spéciaux) réalise actuellement en sous-traitance des ouvrages de soutènement pour conforter et stabiliser la piste d'accès et la plate-forme de la pile P3 du viaduc.

Le procédé utilisé par S.A.T.S. est un procédé de soutènement des terres innovant dénommé Tervoile®. Il s'agit d'un procédé breveté pour lequel S.A.T.S. a acquis une licence d'exploitation exclusive pour la France.

DESCRIPTION DES OUVRAGES TERVOILE®

Le chantier se déroule sur le site du grand viaduc de Millau. Les deux ouvrages Tervoile à exécuter sont destinés, l'un à soutenir la piste d'accès de la pile P3 du viaduc, l'autre à conforter la plate-forme de la même pile :

◆ l'ouvrage Tervoile de la piste d'accès représente une surface totale de 1 300 m², avec une longueur maximale de 150 m et une hauteur maximale de 11,50 m (figure 1). Le mur est composé de quatre gradins de trois mètres de hauteur unitaire, et chaque gradin est décalé vers l'arrière de 0,50 m par rapport au gradin inférieur (figure 2) ;

◆ l'ouvrage Tervoile de la plate-forme couvre une surface de 300 m² avec une longueur maximale de 38 m et une hauteur maximale de 10,50 m. Ce mur est également composé de quatre gradins. Chaque ouvrage Tervoile se caractérise par un parement (la façade) et des encastrement (figure 3). Les éléments du parement sont des panneaux de treillis soudé cintrés, de hauteur 1,60 m et de largeur 2,50 m. Les encastrement sont constitués par des plats métalliques attachés à leurs deux extrémités au parement. Ces bandes métalliques en forme de U, appelées des étriers, sont fixées par boulonnage au parement par l'intermédiaire d'amorces d'encastrement. Les panneaux de treillis sont reliés entre eux à l'aide de tiges d'assemblage.

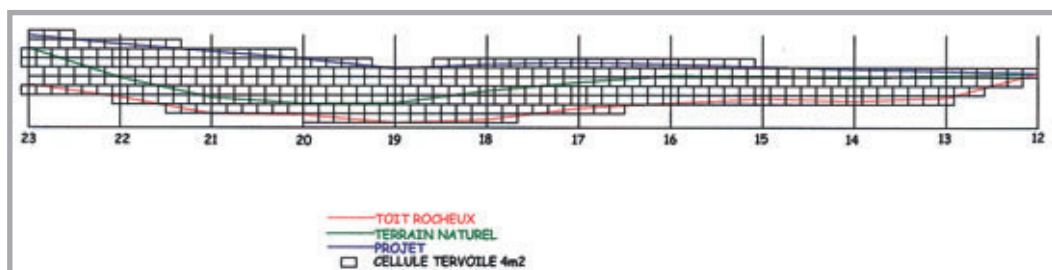
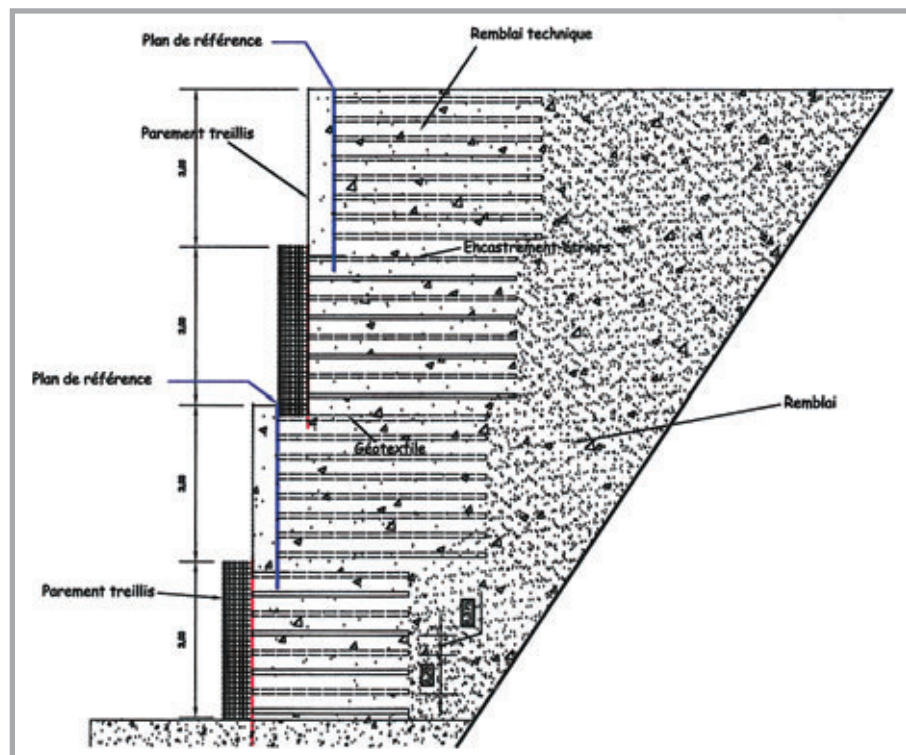


Figure 2
Coupe verticale type du massif
Typical vertical cross section
of the foundation

Figure 1
Profil en long de la piste d'accès P3. Elévation
Longitudinal profile of P3 access road. Elevation view



PRINCIPE DU PROCÉDÉ TERVOILE

Le procédé Tervoile est une structure cellulaire conçue pour le soutènement des terres. Sa stabilité est assurée par une étroite interaction entre la masse à retenir et les éléments structuraux. L'ensemble forme un massif monolithique, un ouvrage poids de type cellulaire.

La cellule structurale est un voile mince en forme de cylindre fictivement fermé, composé en façade par le treillis et en encastrement par les étriers. Par juxtaposition des cellules fictivement fermées, la structure cellulaire Tervoile est réalisée. L'interaction entre les éléments structuraux et le remblai est réalisée par un effet de confinement du sol avec les étriers.

Tervoile se distingue de façon fondamentale des autres procédés de stabilisation mécanique par son mécanisme de mobilisation de la résistance des sols. En effet, l'interaction sol-structure qui assure la stabilité de l'ouvrage se traduit essentiellement par la butée mobilisée par les étriers, et relativement peu par le frottement.

DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES TERVOILE

La note de calcul des ouvrages Tervoile permet de vérifier la stabilité des ouvrages, et de dimensionner les éléments structuraux de Tervoile. Ce dimensionnement, préparé par le bureau d'études EEG Simécsol, a donné les résultats reportés dans le tableau I pour un mur de hauteur 12,0 m. L'espacement vertical des étriers disposés en quin-



Tervoile® de la pile P3

conce est de 0,375 m. L'ouverture en U des étriers est de 2,50 m.

L'épaisseur sacrifiée à la corrosion est de 0,5 mm sur l'épaisseur des étriers, sur le diamètre des boulons, et sur le diamètre des tiges d'assemblage. Cette épaisseur sacrifiée à la corrosion est calculée pour une durée de vie inférieure à 5 ans car les ouvrages Tervoile sont considérés comme provisoires dans le cas présent du chantier du viaduc de Millau.

Lorsqu'il s'agit d'un ouvrage définitif, les panneaux de treillis, les étriers et les accessoires de Tervoile sont toujours galvanisés à chaud.

■ MISE EN ŒUVRE DES MASSIFS TERVOILE

Terrassements

La réalisation de la plate-forme d'assise des massifs Tervoile a nécessité de gros terrassements de la part du groupement des entreprises Fougerolle Ballot/La Forézienne d'Entreprises en sous-traitance de Eiffage TP. Il a été mis en évidence trois couches de terrain distinctes : des éboulis en surface, puis un rocher calcaire fracturé sous-jacent, et finalement un rocher sain à la base.

Les terrassements ont été réalisés de telle façon que les massifs Tervoile sont systématiquement assis sur le toit rocheux avec un ancrage de 0,5 à 1 mètre. Ils sont posés sur le calcaire fracturé, lequel a été terrassé en redans horizontaux.

Murs Tervoile

Le massif Tervoile est composé d'un remblai technique et d'un parement minéral en façade (figure 4). Un géotextile anti-contaminant vient s'interposer entre le remblai et l'empierrement de façade. Après réception du fond de fouille, la pose des panneaux de treillis commence dans la partie la plus basse du mur, et se poursuit de part et d'autre. L'assemblage des éléments de parement (le treillis) et d'encastrement (les étriers) s'effectue sur place par des tiges d'assemblage disposées dans le plan de référence. Les étriers sont maintenus perpendiculaires au plan de référence. Les panneaux de treillis sont placés les uns au-dessus des autres et ligaturés entre eux au fur et à mesure de l'avancement des travaux. Le remblayage fait suite à la pose et l'assemblage des éléments de l'ouvrage Tervoile. Après déchargement du remblai, le

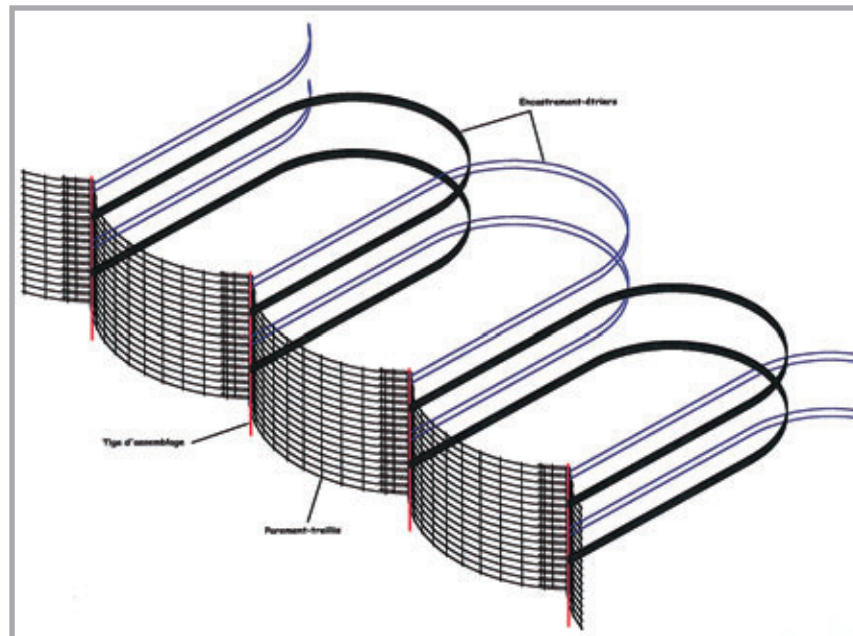


Figure 3
Structure
"treillis-étriers"
"Lattice-Clamping Collar" structure

	Hauteur du mur TERVOILE = 12 m			
	Gradin # 1	Gradin # 2	Gradin # 3	Gradin # 4
Largeur de l'étrier (mm)	90	80	60	60
Épaisseur de l'étrier (mm)	10	8	6	6
Longueur des étriers (m)	3	4	4	4

Tableau I
Dimensionnement
des éléments
constitutifs
de Tervoile
*Sizing of Tervoile
constituent parts*

Figure 4
Coupe horizontale de l'ouvrage
Horizontal cross section of the structure

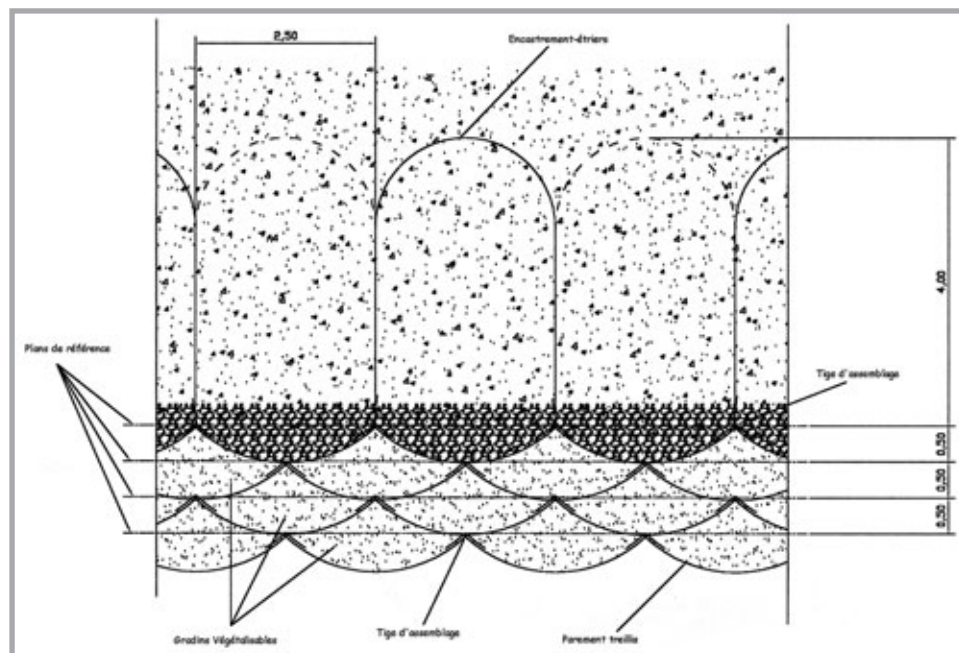
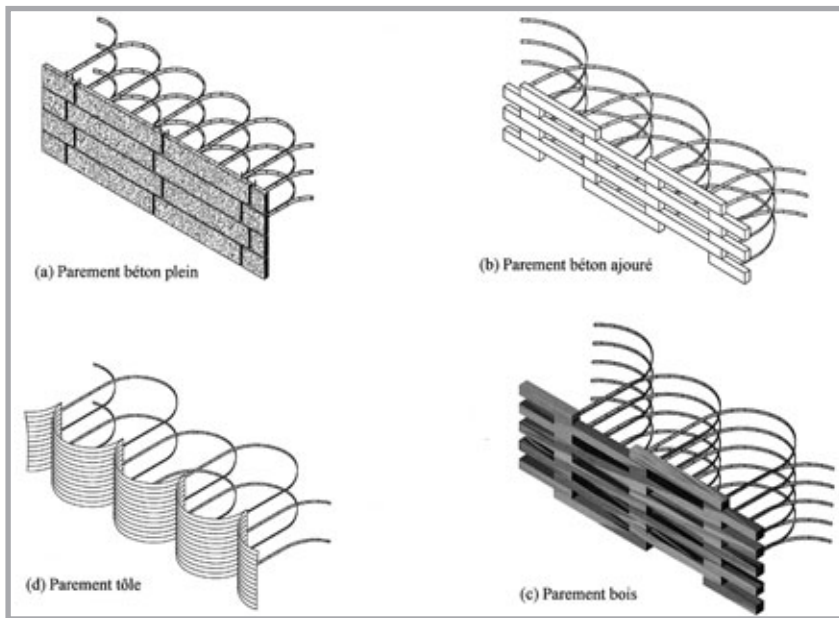
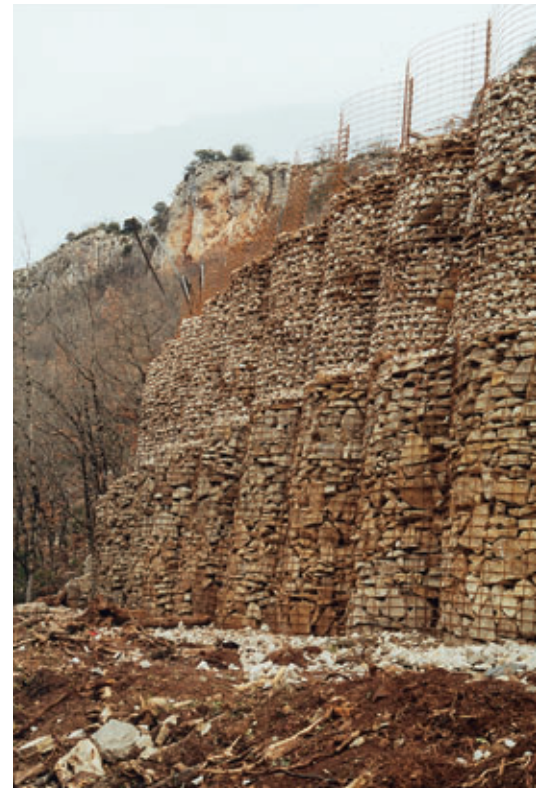


Figure 5
Principaux types
de structure Tervoile
*Main types
of Tervoile structure*



Vue générale du chantier
(piste d'accès de la pile P3)
General view of the site
(P3 pier access road)



Façade de l'ouvrage Tervoile de la piste d'accès P3
(gradins # 1 et 2)
Facade of the Tervoile structure on the P3
access road (steps # 1 and 2)

LES PRINCIPALES QUANTITÉS

La surface totale des ouvrages Tervoile pour P3 est de 1 600 m²

Les terrassements piste d'accès P3

- Déblais : 8 000 m³
- Remblai technique : 5 000 m³

Ouvrage Tervoile piste d'accès P3

- Surface : 1 300 m²
- Hauteur maxi : 11,50 m
- Longueur maxi : 150,0 m
- Treillis soudé : 1 300 m²
- Encastremets : 32 500 kg

Ouvrage Tervoile plate-forme P3

- Surface : 300 m²
- Hauteur maxi : 10,50 m
- Longueur maxi : 38,0 m
- Treillis soudé : 300 m²
- Encastremets : 7 200 kg
- Coût des deux ouvrages Tervoile : 146 000 € HT (hors terrassement)
- Délai contractuel des murs Tervoile : 5 semaines



réglage se fait par couches successives de 375 mm d'épaisseur. Le compactage méthodique du remblai à l'intérieur des cellules permet d'obtenir, pour chaque couche, une compacité égale à 90 % de la densité sèche maximum de l'Optimum Proctor Modifié. Le parement minéral, constitué de matériaux concassés de carrière de granulométrie 100/150, est mis en place avec précaution mécaniquement entre le remblai et les panneaux de treillis. Ainsi l'aspect fini de la façade de l'ouvrage Tervoile se rapproche au plus près de l'environnement du site.

■ AVANTAGES DU PROCÉDÉ TERVOILE

Dans le cadre du chantier du viaduc de Millau, le procédé Tervoile présente des avantages intéressants par rapport aux autres procédés de soutènement des terres :

- ◆ la construction des murs Tervoile est aisée, et ne nécessite aucun matériel spécialisé. La technologie Tervoile permet une grande rapidité de montage du parement, et de la mise en place du remblai. A titre indicatif, les rendements moyens réalisés sur le chantier ont été de 80 à 100 m² de mur Tervoile par jour. La rapidité de montage des murs s'explique en partie par l'absence d'échafaudage des éléments de parement Tervoile ;
- ◆ les matériaux du site ont été utilisés pour constituer le remblai technique des cellules Tervoile. De façon générale, il est possible d'utiliser des sols de remblai ayant une forte proportion de fines. L'absence d'exigences particulières sur la qualité du

remblai technique constitue là, un avantage d'importance ;

- ◆ un autre avantage non négligeable est le recul limité du remblai technique des murs Tervoile. Dans le cas présent, le recul est de 3,0 m à la base d'un mur de 12 m de hauteur. La largeur moindre des massifs de sols mobilisés entraîne des volumes d'excavation et de remblai plus réduits, d'où une économie appréciable sur l'excavation et le remblayage ;

- ◆ les murs Tervoile sont souples et peuvent supporter sans dommage des déformations et tassements différentiels importants ;

- ◆ les ouvrages Tervoile présentent une grande variété dans l'aspect architectural des murs (structures pouvant être végétalisées).

Outre la structure Tervoile de type Treillis utilisé pour le chantier du viaduc de Millau, il existe d'autres possibilités dans le choix du parement. La figure 5 regroupe les principaux types de parement plan utilisés pour Tervoile : (a) parement béton plein, (b) parement béton ajouré, (c) parement bois, (d) parement tôle. Ces structures permettent de réaliser des murs en courbe et à angle droit.

■ INSTRUMENTATION

Dans le cadre de la réalisation de l'ouvrage Tervoile de la plate-forme P3, un programme d'instrumentation a été développé par EEG Simecsol afin de valider et préciser les méthodes de dimensionnement utilisées.

L'ouvrage sera instrumenté sur un profil vertical au



Ouvrage Tervoile
piste d'accès P3
en cours
de réalisation

*Tervoile structure,
P3 access road
undergoing
construction*

droit de sa plus grande hauteur (10,50 m). Le programme d'instrumentation se décompose comme suit :

- ◆ détermination de la distribution verticale des tractions dans les étriers à proximité du parement à l'aide de jauges disposées tous les 0,75 m de hauteur ;
- ◆ détermination de la distribution des tractions le long des étriers à l'aide de jauges ;
- ◆ détermination des déplacements du parement de l'ouvrage à l'aide de profils topographiques ;
- ◆ détermination de la relation effort-déformation à l'aide d'essais de traction sur des étriers surnuméraires.

Les jauges feront l'objet d'un suivi journalier dès la mise en œuvre des étriers, et jusqu'à la terminaison de l'ouvrage Tervoile. Les mesures seront ensuite effectuées 2 fois par mois durant 6 mois.

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maitre d'ouvrage

Compagnie Eiffage du viaduc de Millau

Maitre d'œuvre

Setec

Entreprises

Eiffage TP/Eiffel

En sous-traitance :

- Lot terrassement : Fougerolle Ballot/La Forézienne d'Entreprises
- Lot soutènement : S.A.T.S.

Bureau d'études pour Tervoile

EEG Simecsol

ABSTRACT

Millau viaduct. Tervoile® supporting structures for pier P3

Ch. Thomasson, P. Dudognon

Within the framework of the large Millau viaduct project (A75 motorway) carried out by the Eiffage TP/Eiffel consortium, the firm S.A.T.S. ("Société Anonyme Travaux Spéciaux") is currently constructing under subcontract the supporting structures to reinforce and stabilize the access road and platform of viaduct pier P3.

The process used by S.A.T.S. is a patented innovative earth supporting process called Tervoile®.

The two Tervoile structures represent a total area of 1,600 m², with a maximum height ranging between 10.50 m and 11.50 m.

Within the framework of the present project, the Tervoile process has interesting advantages : ease of construction, very quick assembly of facings and placing of earth fills, no particular requirements regarding the quality of the technical backfill, limited retraction of the technical backfill and great variety of architectural appearance.

During construction of the Tervoile structure for the P3 platform, an instrumentation programme will be developed to validate and enhance the precision of the sizing methods used.

RESUMEN ESPAÑOL

Viaducto de Millau. Estructuras de contención Tervoile® de la pila P3

Ch. Thomasson y P. Dudognon

Actuando en el marco de las obras del gran viaducto de Millau (autopista A75), ejecutadas por la agrupación de empresas Eiffage TP/Eiffel, la empresa S.A.T.S. (Sociedad Anónima de Trabajos Especiales) ejecuta actualmente, por subcontratación, las estructuras de contención para consolidar y estabilizar la pista de acceso y la plataforma de la pila P3 del viaducto.

El sistema utilizado por la S.A.T.S. consiste en un procedimiento patentado de contención de las tierras de carácter innovador, denominado Tervoile®.

Las dos estructuras Tervoile representan una superficie total de 1 600 m²

con una altura máxima que oscila entre 10,50 a 11,50 m.

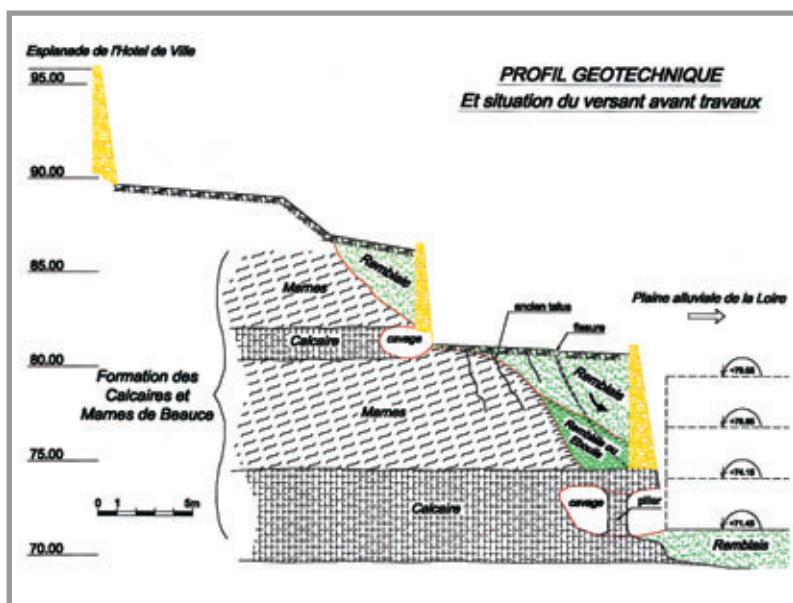
En el contexto de las presentes obras, el procedimiento Tervoile presenta interesantes ventajas :

- facilidad de construcción, gran rapidez de montaje del paramento y de implantación del terraplenado, inexistencias de requerimientos particulares acerca de la calidad del terraplenado técnico, retroceso limitado del terraplenado técnico y, finalmente, una gran variedad en el aspecto arquitectónico. Al proceder a la ejecución de la estructura Tervoile de la plataforma P3, se habrá de desarrollar un programa de instrumentación con objeto de validar y precisar los métodos de cálculo dimensional utilizados.

La remise en stabilité à Blois

Cet article décrit le confortement d'un versant instable réalisé dans un site urbain classé de la vallée de la Loire afin de poursuivre l'aménagement d'un ancien quartier de la ville de Blois situé en pied de versant. Celui-ci est constitué de remblais et d'éboulis recouvrant une série de marno-calcaire de la formation de Beauce. Des amorces de glissement observées ont nécessité ce confortement avant l'édification d'immeubles d'habitation. Le soutènement prévu devait rester indépendant du projet général, et de ce fait ne pas apporter de poussée sur le futur voile du bâtiment devant être construit directement contre l'ouvrage de soutènement. Son principe de construction a été de stabiliser la partie la plus élevée et à "déconstruire" la partie instable inférieure pour la reconstruire selon un profil rigoureusement identique à l'ancien. Pour ce faire, l'entreprise a mis en place des plates-formes et soutènements provisoires conséquents malgré l'exiguïté du site pour réaliser un système de soutènement par emboîtement successif d'éléments préfabriqués; leurs stabilités étaient principalement assurées par cloutages et micropieux.

Profil géotechnique du versant et situation avant travaux
Geotechnical profile of the bank and situation before works



■ PRÉSENTATION GÉNÉRALE

Dans le cadre de la rénovation d'un des plus vieux quartiers de Blois, le Bourg Saint-Jean, la société immobilière Val de Loire a prévu la construction d'immeubles en pied du versant situé directement sous les terrasses de l'Hôtel de Ville. L'instabilité du versant avec amorces de ligne de rupture a nécessité un confortement préalable avant de poursuivre en toute sécurité le chantier de gros œuvre. Le maître d'œuvre, le cabinet d'architecte Masstrandreas a confié l'étude géotechnique à la société Fugro Geotechnique avec mission de définir un principe de soutènement, sous contrôle de Sotec.

Botte Sade Fondations a été chargé de l'exécution de ces travaux confortatifs qui ont nécessité la mise en place de phasages et méthodes spécifiques.

■ LE CADRE GÉOLOGIQUE

Il s'agit du versant nord de la vallée de la Loire. La partie supérieure est occupée par des jardins en terrasses successives qui se terminent par une esplanade marquant la fin du plateau (cote 96 NGF). La plaine de la Loire se situe en contrebas vers 71 NGF. C'est entre la digue de la Loire et le pied de versant que s'est édifié le vieux quartier du Bourg Saint-Jean.

La formation géologique déterminant l'entablement du plateau est constituée par le calcaire de Beauce d'âge tertiaire (aquitainien), vaste dépôt d'origi-

ne lacustre caractérisé à Blois par une alternance de marnes et de calcaires plus ou moins silicifiés.

La falaise naturelle, issue du creusement par la Loire de cette série marno-calcaire semi-rocheuse, est localement masquée par des éboulis naturels et a fait, de plus, l'objet d'un modelé (terrasses et murs de soutènement) par les différents aménagements ruraux puis urbains, avec présence d'entrées en cavage et de bâtis intégrés dans le versant. Ce scénario peut être observé tout le long de la vallée de la Loire là où le fleuve recoupe la formation de Beauce (des villes de Sully en amont à Amboise en aval).

■ LES CIRCONSTANCES DE L'INSTABILITÉ DU VERSANT

Des signes d'instabilité affectent généralement cette ligne de versant où des incidents sont connus (Chaumont-sur-Loire en aval et en particulier dans ce quartier où un glissement s'est produit en 1977). Au droit du site, pendant la phase constructive des fondations et du rez-de-chaussée du projet immobilier, des décrochages d'éléments du mur de soutènement se sont produits avec présence d'une fissure ouverte au niveau des terrasses. Devant cette insécurité, il a été engagé les mesures immédiates suivantes :

- ◆ mise en place de butons métalliques provisoires;
- ◆ comblement des vides des carrières souterraines afin de rétablir une homogénéité du massif calcaire;
- ◆ réalisation d'une campagne de sondages complémentaires;
- ◆ définition d'un confortement spécifique de cette partie du versant avec comme règle la non interférence avec le projet immobilier tant en phase provisoire qu'en phase définitive.

■ CONSOLIDATIONS DES CARRIÈRES

Ce sont des cavages pénétrant de quelques mètres à l'intérieur du massif avec, pour les plus importants, quelques piliers tournés.

La consolidation a consisté à établir, à chaque entrée en cavage, un murage en maçonnerie ancré dans le calcaire sain par l'intermédiaire de puits manuels. Ceci permet de rétablir l'homogénéité de la falaise calcaire.

du versant de la Loire

Ensuite les vides ont été comblés au mortier jusqu'à obtenir un clavage en ciel de carrière.

LA CAMPAGNE DE SONDAGES – LE CADRE GÉOTECHNIQUE

La reconnaissance spécifique à cette étude s'est faite par sondages carottés et forages destructifs (11 points de sondage). Les résultats de cette reconnaissance ont permis de dresser une géométrie de cette partie du versant et de donner aux matériaux les caractéristiques mécaniques suivantes :

◆ remblais :

- $\gamma = 2 \text{ tf/m}^3$; $\varphi = 25^\circ$; $c = 0$
- $q_s = 6 \text{ tf/m}^2$ pour les ouvrages provisoires
- $q_s \approx 0$ pour les ouvrages définitifs
- $p_l = 0,5 \text{ MPa}$; $E_m = 3,0 \text{ MPa}$;

◆ marnes :

- $\gamma = 2 \text{ tf/m}^3$; $\varphi = 24^\circ$; $c = 2 \text{ tf/m}^2$
- $q_s = 12 \text{ tf/m}^2$
- $p_l = 1,3 \text{ MPa}$; $E_m = 15,0 \text{ MPa}$;

◆ calcaires :

- $\gamma = 2 \text{ tf/m}^3$; $\varphi = 45^\circ$; $c = 20 \text{ tf/m}^2$
- $q_s = 25 \text{ tf/m}^2$
- $p_l = 5 \text{ MPa}$; $E_m = 50 \text{ MPa}$.

LE PRINCIPE DU CONFORTEMENT

Il se devait de satisfaire aux trois conditions suivantes :

- ◆ assurer la stabilité du site et permettre la reprise des travaux liés aux bâtiments et donc enlever les étais positionnés en urgence ;
 - ◆ permettre une remise à niveau des plates-formes à + 81,00 ;
 - ◆ ne pas apporter au niveau du bâtiment à construire et en aval une quelconque poussée des terres.
- Dans ces conditions, le principe consiste à stabiliser la partie la plus élevée de la falaise puis à "déconstruire" la partie directement inférieure pour la reconstruire stable avec un profil identique, ce qui a conduit à l'enchaînement des phases suivantes.
- La phase 1** consiste à mettre en sécurité le site par la réalisation, en vue des terrassements ultérieurs, d'une poutre en béton ancrée par un lit de clous passifs, en amont de la plate-forme à + 81,00 et en pied du deuxième mur de soutènement.

La cave existante à ce niveau supérieur est comblée par un mortier sablon ciment jusqu'à l'arase

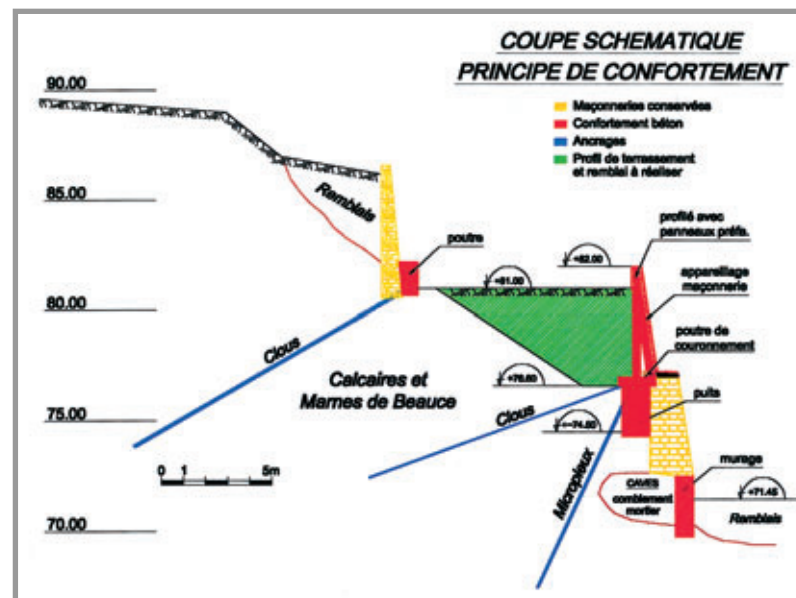
supérieure de la poutre (cave non accessible au niveau fond de fouille et donc non traitée en phase préliminaire).

Cet ouvrage suit le pied du deuxième mur de soutènement et déborde en partie Est du projet de 4,50 m environ.

La phase 2 consiste à réaliser un talus à 3 pour 2 en réservant en partie basse une plate-forme horizontale de 3 m de largeur environ.

Ces terrassements permettent d'araser le premier mur de soutènement, qui fait l'objet des désordres actuels, à la cote + 77,00 en parties centrale et Est et + 78,50 en partie ouest.

Pour réaliser ces terrassements, il est nécessaire



Coupe schématique du principe de confortement

Schematic cross section of the consolidation principle

Eboulement d'un talus côté Est
Collapse of an embankment on the eastern side

Vue du projet d'aménagement du pied de versant sous l'esplanade de l'Hôtel de Ville

View of the project for development of the foot of the slope under the Town Hall esplanade



Frédéric Durand

DIRECTEUR TECHNIQUE
Fugro Geotechnique



Daniel Thiriat

DIRECTEUR TECHNIQUE
Botte Sade Fondations



Dominique Nibel

CHEF DE PROJET
Botte Sade Fondations



Jean-Luc Fouillade

RESPONSABLE SECTEUR
INFRASTRUCTURE
Botte Sade Fondations





Pose de profilés et construction de la poutre de couronnement

Placing of sections and construction of the coping wall beam



Création d'une plate-forme intermédiaire pour creusement des puits

Creation of an intermediate platform for digging pits

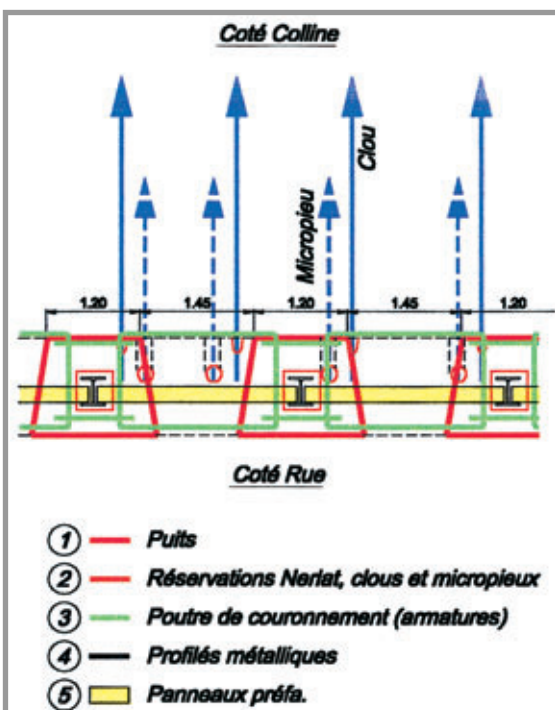
Tableau I
Moyens
d'exécution

Construction
facilities

Puits de fondations Murages maçonnés	Equipes de puisatier Minipelle	Béton projeté sur paroi en béton Projeté le long du mitoyen Est	Guniteuse et compresseur
Mortier de comblement des galeries	1 pompe à béton	Poutres	Pompe à béton
Manutention	Grue de 100 t	Terrassement	Pelle mécanique
Forage de clous et micropieux	Foreuse en rotopercussion et compresseur	Remblaiement	Rouleau compacteur

Détail du phasage
de la pose des éléments de soutènement

Details of scheduling of the installation
of supporting elements



d'exécuter un mur cloué en béton projeté sur les deux abouts en limite Est et ouest de la propriété sur la partie en retour.

La phase 3 est celle de la réalisation d'un mur de soutènement permettant de retenir d'une part les terres entre + 81,00 et + 77,00 ou + 78,50 dans la partie ouest et d'autre part de reprendre la totalité de la poussée des terres avec un dispositif de clous et micropieux tout en conservant le mur en maçonneries entre + 77,00 et le niveau rue.

La phase 4 consiste à remblayer derrière le mur de soutènement afin de reconstituer la plate-forme à la cote + 81,00.

La note de calcul justifiant ce principe de confortement a été conduite par le logiciel TALREN en appliquant les recommandations Clouterre et celles du DTU 13.2 "Fondations profondes".

Le chantier a été conduit avec la méthode observationnelle et la vérification du bon fonctionnement de ce dispositif s'est faite au fur et à mesure de l'avancement du chantier (clous d'essais, inclinométrie avec deux sondages témoins, relevés topographiques).

LA TECHNIQUE ENTREPRISE

L'approche de l'entreprise pour réaliser ce projet à partir du principe de confortation énoncé s'est faite sur deux axes :

◆ **sécurité maîtrisée par mise en place d'ouvrages provisoires.** La sécurité était nécessaire pour apporter un confort dans l'exécution des tâches dans un site aussi exigu et abrupt et mettre en place les moyens correspondant à chaque activité.

La première mesure, face à un pignon déjà effondré, a été de rallonger la plate-forme cote + 81,00 NGF ce qui a nécessité un soutènement provisoire sous forme de berlinoise protégeant des éboulements et chutes de blocs, les éléments construits sous-jacents.

La deuxième mesure a été de rendre accessible les terrasses par la seule plate-forme possible : une bande de 200 m² entre le pied de falaise et la rue du Bourg Saint-Jean. Il a donc fallu créer des rampes provisoires et effectuer des mouvements de terre, de l'ordre de 1 000 m³, ce qui est considérable pour un périmètre d'intervention aussi réduit ;

◆ **un soutènement construit par emboîtement successif d'éléments préfabriqués.** Cette technique a été retenue pour sa précision et un fonctionnement mécanique répondant correctement au problème posé et ce malgré une architecture compliquée qui se devait de rester identique à l'ancienne géométrie.

La technique a été appliquée essentiellement au mur principal et présente l'enchaînement suivant :

◆ en première tâche les puits manuels blindés primaires étaient descendus au calcaire sain et directement réalisés derrière le mur en maçonneries conservé. Chaque puits était bétonné après mise en place d'une cage d'armatures préfabriquée avec réservations pour les tâches à venir : tubages pour micropieux et clous ainsi que des coffrages (Nerlat) pour les futurs poteaux métalliques ;

◆ en deuxième tâche les puits secondaires s'enclavaient dans les primaires grâce à leurs formes géométriques en trapèze ;

◆ en troisième tâche les micropieux et clous étaient mis en œuvre au terrain à partir des réservations métalliques disposées à cet effet ;

◆ en quatrième tâche la poutre de couronnement était coulée en place après pose des cages d'armatures préfabriquées ramenant les efforts de poussée au niveau des têtes de clous et micropieux arrêtées dans la poutre ;

◆ la cinquième tâche consistait à venir sceller des profilés métalliques (mécano-soudés en usine et galvanisés) dans la réservation Nerlat disposée dans chaque puits primaire ;

◆ la sixième tâche était celle de la pose des panneaux en béton préfabriqué entre les ailes des profilés.

Les autres tâches inscrites dans le phasage ont



Pose de panneaux préfabriqués
Placing of prefabricated panels

été réalisées d'une manière plus classique : poutre en béton armé aux cotes 81 et 83 NGF, remblaiement des terres derrière le mur pour rétablir la plate-forme + 83,50 NGF et l'appareillage en maçonneries de la partie du mur afin de conserver l'aspect architectural caractéristique du site urbain de Blois.

■ LES MOYENS ET CALENDRIER D'EXÉCUTION

Les travaux ont été réalisés conformément au programme fixé en cinq mois dont un mois de préparation.

Les moyens ont été mis en face de chaque tâche avec la spécialité nécessaire et une réalisation entièrement faite avec les moyens propres de l'entreprise. Il a fallu mettre en œuvre huit activités de technique différente (tableau I).

■ CONCLUSIONS

La menace d'un éboulement de falaise en site urbain pose le problème crucial de concilier la maîtrise du coefficient de sécurité du dispositif de soutènement retenu avec la faisabilité technique des travaux dans un contexte toujours difficile (exiguïté, pente, bâtis à préserver).

L'exemple du Bourg Saint-Jean à Blois montre comment ce consensus a pu être réalisé : une étude géotechnique élaborée, une bonne connaissance des facteurs déclenchant de l'éboulement, un principe de confortement simple répondant uniquement aux problèmes posés, un investissement de moyens en phase provisoire pour mettre en place les plates-formes de travail nécessaires à la sécurité du personnel et à la mise en place d'engins mécaniques ainsi qu'une technique d'entreprise axée sur une préfabrication où chaque phase est construite avec la stabilité requise et "s'emboîte" avec la suivante.

ABSTRACT

Restoration of the stability of the slope of the Loire Valley in Blois

Fr. Durand, D. Thiriat, D. Nibel, J.-L. Fouillade

This article describes the rehabilitation of an unstable slope in a classified urban site of the Loire Valley as part of improvement work on an old district of the City of Blois located at the foot of the slope. This slope consists of earth fills and rubble covering a marl-limestone series of the Beauce Formation. Incipient landslides have been observed, making it necessary to perform this rehabilitation before constructing residential buildings. The planned supports were to remain independent of the overall project, and accordingly not generate any pressure on the future shell of the building to be built directly against the supporting structure. The construction technique was to stabilize the highest part and "deconstruct" the lower unstable part to rebuild it according to a profile strictly identical to the old profile. To do this, the firm set up large platforms and provisional supports, despite the small space on site, to produce a supporting system by fitting prefabricated elements together in succession; their stability was ensured chiefly by chipping and micropiles.

RESUMEN ESPAÑOL

La reposición en estado de estabilidad de la ladera del río Loira, en Blois

Fr. Durand, D. Thiriat, D. Nibel, J.-L. Fouillade

En este artículo se describe la consolidación de una ladera inestable ejecutada en emplazamiento urbano de carácter histórico del valle del Loira, con objeto de proseguir el acondicionamiento de un barrio antiguo de la ciudad de Blois, ubicado al pie de la ladera. Esta última está formada por rellenos y deyecciones que recubren una serie de margocalizas de la Formación de Beauce. Al haberse observado inicios de corrimiento de tierras, se ha procedido a la consolidación antes de la edificación de inmuebles destinados a viviendas. El sistema de contención proyectado debía seguir siendo independiente del proyecto general, y

por consiguiente no introducir empujes sobre la futura pantalla del edificio que debía ser construido directamente en apoyo contra la estructura de contención. Su principio de construcción ha consistido en estabilizar la parte más elevada y en "deconstruir" la parte inestable inferior para proceder a su reconstrucción según un perfil rigurosamente idéntico del antiguo. Para tal menester, la empresa ha implantado plataformas y sostenimientos provisionales consecuentes, y ello pese a la exigüidad del emplazamiento para ejecutar un sistema de contención por encaje sucesivo de elementos prefabricados. Sus estabilidades respectivas estaban compuestas por sistemas de enclavamiento y micropilotes.

Reconstruction de la Une fondation très spéciale

Certains travaux, anodins par nature, peuvent, du simple fait des conditions environnementales, se transformer en véritables défis lancés aux concepteurs-construc-teurs. La reconstruction de la balise "La Foraine", qui ne représente que 16 m³ de béton et 10 t d'acier, est de ceux-ci. Son implanta-tion sur un îlot rocheux de 25 m² battu par les plus forts courants de la côte française a conduit à l'élaboration d'un projet dont toutes les compo-santes ont dû faire l'objet d'une très grande attention dans leur étude et d'une très grande rigueur dans leur réalisation.



Photo 1
L'écueil déjà équipé du centreur de coffrage
The reef already equipped with the formwork centring device

■ GÉNÉRALITÉS

Description du site - Historique

La Foraine est une roche isolée qui se situe au sud-ouest de la pointe de la Hague et se trouve par conséquent en plein Raz Blanchard. Cette région, baptisée par les navigateurs "le Cap Horn français", se caractérise par des courants très rapides (12 à 13 nœuds en vives eaux moyennes) qui donnent naissance à des remous très violents et très redoutés. L'écueil offre un diamètre d'environ 5 à 6 m et n'émerge que rarement de plus de 3 m ; il n'est accostable que par le sud et pendant le jusant lorsque la houle est absolument insensible (photo 1).

L'écueil était balisé depuis 1890 par une tourelle en maçonnerie de moellons granitiques de 10 m de hauteur qui a été détruite en 1988 par une succession de violents coups de vent. Son remplacement par une bouée à sifflet s'est avéré inefficace, car celle-ci était régulièrement submergée par des coefficients de marée supérieurs à 80, voire arrachée de son ancrage et retrouvée échouée sur la côte. La reconstruction de la balise a donc été décidée.

Cette opération a été lancée par la DDE de la Manche (arrondissement maritime et opérationnel de Cherbourg) sous la forme d'un appel d'offres sur performance.

Intérêt de la reconstruction

L'introduction des techniques de positionnement par satellite ne bouleversera pas, à court ou moyen

terme, les dispositifs techniques classiques. Les nouvelles technologies permettront, en revanche, une réduction des coûts d'exploitation. Une politique de remise à niveau des établissements de signalisation maritimes (E.S.M.) a été lancée par la Direction des affaires maritimes et des gens de mer (DAMGM) et la reconstruction de l'ESM "La Foraine" s'inscrit dans cette logique.

Pour la DAMGM, l'investissement de 1,22 million d'euros (8,00 millions de francs) consenti représente à lui seul un peu moins de la moitié du budget annuel consacré à la remise à niveau des E.S.M. Dans le cas de La Foraine, l'investissement s'explique par le souci d'assurer la sécurité du trafic. Ce secteur du Raz Blanchard est fréquenté par plus d'un million de passagers qui transitent à bord des ferries reliant les îles Anglo-Normandes, le port de Saint-Malo aux ports de la côte sud de l'Angleterre. A ce million de passagers, s'ajoutent les plaisanciers avec environ 25000 bateaux qui rejoignent les ports de Bretagne ou remontent en fin de saison vers les ports de l'Europe du nord et le transport du fret très important entre les Anglo-Normandes et la Grande-Bretagne. Enfin, il ne faut pas négliger la pêche qui est très active dans ce secteur.

Critères d'exploitation

La nouvelle structure (photo 2 et figure 1) est conçue pour supporter une houle significative de 10 m d'amplitude, et justifiée vis-à-vis de la durabilité des matériaux pour une durée de 100 ans. Son équipement de signalisation est entièrement autonome, elle est accessible pour la maintenance par mer calme et à basse mer.

■ CARACTÉRISTIQUES DE L'OUVRAGE RÉALISÉ

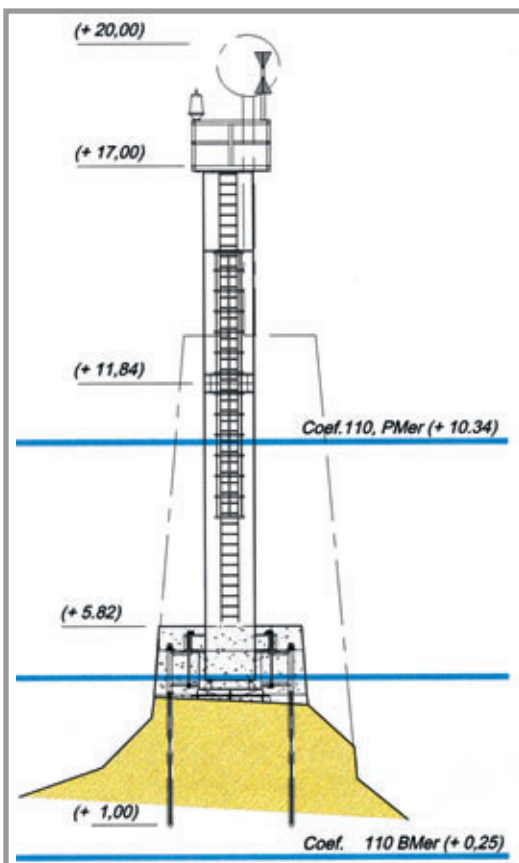
Le socle

Il est en béton armé légèrement tronconique, offre 3,60 m de diamètre moyen et 10,60 m de hauteur. L'ancrage dans le rocher est assuré par 16 tirants actifs de type Macalloy 835/1030 Ø 50 mm en protection P2.

La tourelle

Elle est constituée d'un tube d'acier S355. Son diamètre est de 1220 mm et son épaisseur variable de 12 à 20 mm. La hauteur de la tourelle au-des-

Figure 1
Dessin de la structure. Coupe ouest-est
Drawing of the structure. Cross section west-east



balise "La Foraine" dans le Raz Blanchard

Le socle du socle béton est de 11,50 m et la hauteur au-dessus des plus basses mers de 17,00 m. La tourelle est revêtue sur l'intérieur/extérieur d'une peinture anticorrosion de type Baltoflake; elle dispose en outre d'une épaisseur de 3 mm d'acier sacrificiels à la corrosion.

La tourelle est équipée dans sa partie supérieure d'une plate-forme recevant la signalisation maritime et son alimentation. L'accès à la plate-forme s'effectue par l'intermédiaire d'une porte articulée en partie basse et d'une échelle d'accès intérieure. La plate-forme et l'échelle d'accès sont en acier inox 316L.

La signalisation

La commission permanente des phares réunie le 25 octobre 2000 a donné un avis favorable pour cette marque de signalisation maritime.

La balise La Foraine sera de marque cardinale ouest, elle sera dotée d'un feu allumé à la cote + 17 en cote marine, son rythme sera de neuf scintillements blancs en 10 secondes et aura une portée nominale de 6 milles nautiques.

Le centre d'études techniques maritimes et fluviales de Brest a été chargé de trouver une optique répondant à ces caractéristiques, et d'y adjoindre une électronique fiable. Cet ensemble a été mis en place le 30 juillet 2001 par la subdivision des phares et balises de Cherbourg; il est composé de deux panneaux solaires de 50 W chacun, d'une électronique de commande et de contrôle, de deux batteries de 60 Ah qui alimentent une lampe de 10 W placée dans une optique de 150 mm de distance focale. L'autonomie de l'ensemble avec le taux de travail du feu est de 20 jours. En cas de panne de la lampe principale, une lampe de secours composée de diodes électroluminescentes prend le relais mais sa portée est réduite à 4 milles nautiques. Le tout est télécontrôlé et les alarmes sont transmises aux personnels d'astreintes chargés de la diffusion de l'information nautique auprès du préfet maritime.

LA CONCEPTION

Les contraintes

Lors de l'étude initiale il a été identifié un grand nombre de difficultés inhabituelles, même pour des travaux à la mer :

- ◆ temps d'accès très réduit (maximum 30 mn pendant l'étalement de courant) en fonction des coefficients de marée et de la météo;



- ◆ exigüité de l'îlot imposant la proximité immédiate d'un navire de servitude;
- ◆ violence des courants qui génèrent un écoulement turbulent en arrière de l'écueil et rendent les opérations d'amarrage et de manutention très délicates du fait des mouvements désordonnés du navire;
- ◆ approvisionnements nécessitant 1 h 30 de navigation (3 heures aller-retour);
- ◆ fenêtre météo annuelle autorisant les travaux réduite à 3 mois.

Aux difficultés précédemment évoquées s'ajoutaient des contraintes techniques telles que la nécessité de clouer le rocher très fracturé en profondeur.

Les choix techniques

En premier lieu le choix s'est porté sur des moyens nautiques légers et réactifs permettant un accès relativement rapide au site et un maintien à poste "au contact" de l'îlot. Les approvisionnements en matériel et matériaux ont été effectués à partir du port de Dielette, l'embarquement du personnel s'effectuant quant à lui au port de Goury beaucoup plus proche.

Le fait de ne pas pouvoir disposer sur place de moyens lourds a ensuite conduit à concevoir une structure légère et modulable en éléments de petites dimensions "facilement" manipulables (moins de 5 t).

Emmanuel Chollet



DIRECTION
DES TRAVAUX
EMCC

Joël Le Bouguenec



MÉTHODES
EMCC

Pierre Derrien



ETUDES
EMCC

Guy Delisle



SUBDIVISIONNAIRE
PHARES ET BALISES
DDE de la Manche

Photo 2

L'ouvrage en service

The structure in operation

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Concours de type conception - réalisation

Maître d'ouvrage

Etat - Ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement - DDE de la Manche

Entreprise

Groupe EMCC (mandataire) - GTM - Armor

Conception et études

EMCC

Photo 3
Ensemble préfabriqué bride
+ goujons d'ancrage
+ cage d'armatures
(on remarque les tubes
de réservation pour forages
et les deux tiges verticales
de fort diamètre destinées
au centrage de la tourelle)

*Prefabricated assembly
of flange + anchorage
studs + concrete
reinforcing cage (note
the reservation tubes
for boreholes and the two
large-diameter vertical rods
for turret centring)*



Photo 4
Validation à terre de la procédure de forage
Validation of the drilling procedure on land



Photo 5
Validation à terre de la procédure
de mise en place de la tourelle
*Validation of the turret installation
procedure on land*



Les interventions sur site ont dû être découpées en tâches élémentaires de très courte durée (réalisables dans un cycle de marée) et ne risquant pas d'être remises en cause par la remontée des eaux, le courant et les aléas météorologiques.

Dans cette optique la solution d'une tourelle en acier constituée de deux tronçons distincts assemblés sur site s'est rapidement imposée.

En raison de la brièveté des créneaux horaires, l'assemblage des deux tronçons et la fixation de la tourelle sur son socle ne pouvaient s'effectuer que par boulonnage. Etant soumis à des charges cycliques, ils devaient être suffisamment précontraints pour supprimer toute sujétion de fatigue dans les tiges. La fracturation importante du rocher imposait de mobiliser la masse stabilisante requise au moyen de tirants relativement profonds, mais la nécessaire brièveté des temps d'intervention et la surface irrégulière de l'îlot rendaient les forages très aléatoires. Il a donc été décidé, pour s'assurer une assise de travail régulière et allonger les temps d'intervention, de relever le niveau de 1,50 m en construisant un socle en béton armé et d'effectuer les forages au travers de cette nouvelle plateforme.

Pour être assuré, dès leur mise en œuvre, de la capacité des ancrages, le choix s'est porté sur la solution des tirants actifs ; cette solution permettant en outre et comme pour les assemblages boulonnés de s'affranchir des phénomènes de fatigue. En raison des difficultés à assurer leur maintenance, et pour réduire au maximum les risques de corrosion sous tension, leur contrainte de traction en service a été ramenée à 33 % de Feg.

La fixation de la tourelle directement sur son socle au moyen des tirants d'ancrage aurait été une solution élégante mais la simultanéité des tâches

de positionnement de la tourelle et de mise en tension des tirants s'est rapidement avérée impossible à maîtriser dans une même marée. Le choix s'est donc porté sur une séparation des fonctions, la tourelle métallique étant fixée sur le socle au moyen d'une bride noyée dans le béton indépendamment des tirants d'ancrage.

La maîtrise des aléas

Il a été fait appel au maximum à la préfabrication (photo 3) de façon à réduire les temps d'intervention sur le rocher et donc la dépendance aux aléas météorologiques.

L'emploi de personnel spécialisé dans les travaux à la mer a permis d'anticiper un grand nombre de problèmes spécifiques de cet environnement.

Les créneaux horaires et les difficultés d'accès et d'évolution sur le site (photo 1) étaient telles que toutes les interventions ont dû être préalablement testées en vraie grandeur par des essais à terre de sorte qu'il ne soit pas laissé de place à l'improvisation et que soient parfaitement qualifiés à la fois le personnel, les méthodes et le matériel :

- ◆ mise en place et fixation des coffrages ;
- ◆ bétonnage du socle (validation des hypothèses de formulation du béton) ;
- ◆ forage et mise en tension des tirants dans les conditions d'exiguïté du site (photo 4) ;
- ◆ mise en place et assemblage des tronçons de la tourelle (photo 5).

Seuls la houle et les mouvements du navire n'ont pu être simulés.

Cette contrainte qui peut sembler lourde *a priori* s'est révélée très payante, des détails qui se seraient à coup sûr avérés désastreux n'ayant pu être reconnus qu'à ce stade du projet :

- ◆ fuites dans les coffrages dues à l'extrême fluidité du béton ;
- ◆ dispositifs de centrage et d'assemblage des deux tronçons de tourelle inadéquats.

Mais toutes ces mesures auraient été insuffisantes sans l'exploitation à 100 % des fenêtres météorologiques. Celle-ci a été rendue possible par l'excellente préparation effectuée en amont par l'équipe Méthodes mais aussi et surtout par la disponibilité totale de l'équipe de travaux et sa capacité à intervenir sans délai.

■ DÉROULEMENT DES TRAVAUX

Bétonnage du socle (photo 6)

La bride formant le coffrage intérieur équipée des goujons de fixation et les armatures du socle ont été mises en place en un seul colis (photo 3) et positionnées au moyen d'un centreur préalablement fixé au rocher par chevillage (photo 1). Le coffrage extérieur fixé sur la bride a fait l'objet d'un second colis. Les jointoiements avec le rocher ont été réalisés au moyen de mortier et de métal déployé.

La formulation du béton mise au point parallèlement par Qualibéton et la direction technique de VINCI Construction Grands Projets a demandé la prise en compte de nombreux paramètres :

- ◆ B35 à prise mer ;
- ◆ autoplaçant afin de s'affranchir de la vibration ;
- ◆ maintien de la rhéologie pendant 4 heures afin d'assurer le convoyage et une bonne mise en œuvre ;
- ◆ prise rapide pour ne pas risquer un délavage sous l'action de la houle intervenant une heure après le bétonnage.

Ici encore, la contrainte d'étudier une formulation aussi spécifique pour seulement 16 m³ de béton peut sembler lourde mais le bon déroulement du bétonnage et les résultats obtenus ont pleinement justifié ce choix.

Réalisation des tirants (photo 7)

Les seize forages ont été réalisés après bétonnage du socle au travers de tubes de réservation mis en place dans le coffrage, quatre tubes supplémentaires avaient été prévus pour pallier l'éventuelle défection d'un forage, cette précaution s'est avérée justifiée puisque l'un d'entre eux a dû être utilisé. Les forages ont été effectués par la société Stips au moyen d'une microforeuse hydraulique équipée d'un marteau fond de trou. La foreuse était débarquée à la grue sur une plate-forme spécialement aménagée au-dessus du socle en béton et rembarquée à chaque marée.

Les tirants ont été scellés au mortier AVG-QM de Cocentall. Aucune perte de coulis n'a été constatée suggérant ainsi une fracturation du rocher moins importante qu'il n'avait été envisagé.



Photo 6
Bétonnage du socle
Concreting the base



Photo 7
Forage sur site
Drilling on site

LES PRINCIPALES QUANTITÉS

Moyens matériels

- Navire de servitude SS Menno : type Multicat de 20 m x 9 m, déplaçant 185 t équipé de deux moteurs de 380 CV et d'un bras de manutention de 80 tm de capacité
- Embarcation légère de type Zodiac
- Foreuse hydraulique Beretta T43
- Malaxeur 6 m³ + pompe à béton

Moyens humains

- 1 chef de chantier
- 1 chef foreur
- 1 aide
- 1 manœuvre
- 1 technicien pompe et malaxeur
- 2 scaphandriers
- 1 capitaine
- 2 marins

Montant des travaux de génie civil : 953750 €



Photo 8
Mise en place
du second tronçon
de la tourelle.
Le tronçon supérieur
est équipé
intérieurement
d'un cône femelle
et de détrompeurs
latéraux.
On distingue
le centreur vertical
solidaire du premier
tronçon

Placing the second
section of the turret.
The upper section
is equipped
on the inside
with a female cone
and side locator
devices. One can
observe the vertical
centring device
integral with the first
section

ABSTRACT

Reconstruction of the
"La Foraine" beacon. A very
special foundation
in the Raz Blanchard

E. Chollet, J. Lebouguenec, P. Derrien,
G. Delisle

Some works which are by no means difficult in themselves can, due simply to environmental conditions, become veritable challenges for the designers-constructors. Reconstruction of the "La Foraine" beacon, which represents only 16 cu. m of concrete and 10 tonnes of steel, is one such project. Given its location on a rocky island 25 sq. m in area beaten by the strongest currents on the French coast, a project had to be prepared in which all the components were to be treated with very close attention to design and with very great precision in work performance.

RESUMEN ESPAÑOL

Reconstrucción de la baliza
"La Foraine".
Una cimentación
muy especial
en el Raz Blanchard

E. Chollet, J. Lebouguenec, P. Derrien y
G. Delisle

Ciertas obras y trabajos, anodinos de por sí, pueden, debido sencillamente a las condiciones ambientales existentes, transformarse en verdaderos retos lanzados a los proyectistas-constructores. La reconstrucción de la baliza "La Foraine", que únicamente representa 16 m³ de hormigón y 10 t de acero, corresponde a este caso. Su implantación en un islote rocoso de 25 m², castigado por las corrientes más fuertes de la costa francesa, ha dado lugar a la elaboración de un proyecto cuyas componentes han sido objeto, en su totalidad, de una gran atención tanto para su estudio como la mayor rigurosidad en cuanto a su propia ejecución.

Les mises en tension ont été effectuées au vérin et les têtes d'ancrages entièrement cachetées par un béton de deuxième phase.

Mise en place des viroles de la tourelle (photo 8)

La virole inférieure de la tourelle est constituée d'un tube de 20 mm d'épaisseur en acier S355 noyée dans le socle béton sur 800 mm de hauteur et boulonnée à sa périphérie sur le socle par l'intermédiaire d'une double bride. La tension des boulons de fixation a été effectuée au vérin.

La virole inférieure a été posée en deux temps : une première pose sur cales a permis de centrer la tourelle sur les goujons préalablement scellés dans le socle, sa mise en place définitive a ensuite été effectuée au cric.

La virole supérieure constituée d'un tube de 12 mm d'épaisseur et déjà équipée de sa plate-forme est fixée sur la première par l'intermédiaire d'une double bride et de boulons précontraints au vérin. Ces boulons relativement exposés à la corrosion ont reçu une protection spécifique et leur remplacement éventuel prévu dans le cadre de la maintenance générale de l'ouvrage. Enfin pour garantir une bonne distribution des contraintes, la portée des pièces en contact a été usinée.

La mise en place de la virole supérieure malgré des dispositifs de centrage bien adaptés et une météo très favorable a demandé une très grande habileté de la part de l'équipe de travaux aussi bien pour le maintien de la position du navire que pour la manœuvre du bras de manutention et le guidage indispensable au moyen de câbles. La précision de pose finalement obtenue est inférieure au millimètre conformément au cahier des charges.

La tour PB6 à La Défense

La tour PB6 a été construite à la Défense sur une emprise extrêmement exigüe au sous-sol fortement encombré dans le délai record de moins de 29 mois.

Conçu par le cabinet d'architecture américain Pei, cette tour de quarante étages et d'une hauteur de 155 m est fine, élégante et très élancée. La conception de fondations rigides et l'encastrement du noyau central dans le substratum, ainsi que l'utilisation de bétons à hautes performances de type B80 ont permis à son concepteur technique, Setec TPI, d'optimiser la structure tout en assurant le niveau de confort requis pour les usagers.

Jean-Marc Jaeger

DIRECTEUR D'ÉTUDES
Setec TPI



Thierry Genest

INGÉNIEUR EN CHEF
Setec



Ludovic Boufflet

INGÉNIEUR PRINCIPAL
Setec TPI



■ PRÉSENTATION GÉNÉRALE DU PROJET

Description de la tour

La tour PB6 est située à La Défense, entre la tour Atlantique et le centre commercial, en bordure du parvis, sur une emprise extrêmement réduite de 3 500 m² (photo 1).

Elle comporte sept niveaux en infrastructures, un niveau en rez-de-dalle à la même altitude que le parvis et 40 étages de 3,45 m de hauteur pour 57 000 m² de surface utile brute.

Sa hauteur totale est de 155 m par rapport aux voiries et de 178 m par rapport au radier de fondation, le toit de la tour étant au niveau + 210 NGF et le radier à + 32 NGF.

Le volume vertical de la tour s'inscrit sur un plan en forme d'amande, ce volume étant découpé sur sa façade nord par une faille verticale se réduisant jusqu'au 23^e étage.

La surface de chaque plateau est de 1 600 m² pour une longueur de 74,5 m et une largeur de 31,2 m, avec un noyau de 420 m² (figure 1).

Il s'agit de la tour la plus élancée de La Défense. La structure de la tour est en béton armé et comporte un noyau central de 14,10 m de large et de 31,40 m de long, deux poteaux intérieurs et 16 poteaux de façade espacés tous les 9,70 m à 11 m. Le noyau central regroupe escaliers et batteries d'ascenseurs. Les planchers courants sont constitués d'une dalle pleine encadrée sur le noyau et appuyée sur une poutre en façade de 55 cm de hauteur pour une largeur variant entre 0,90 m à 1,15 m. L'entrée de l'immeuble est surplombée par une marquise métallique de 22 m de diamètre. La façade est composée d'un mur-rideau utilisant le verre clair et l'aluminium pour obtenir un aspect de surface clair et transparent.



Photo 1
Image de synthèse.
Situation
Composite image.
Location

Figure 1
Le plateau courant
The main platform

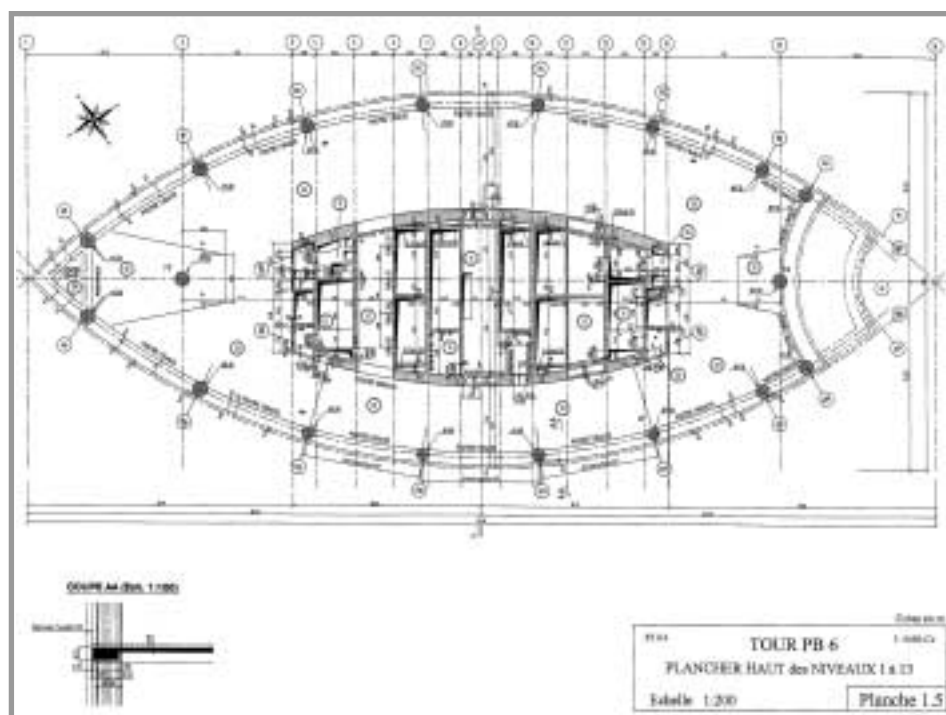


Tableau I
Table I

Niveaux	Épaisseur des voiles longitudinaux du noyau (m)	Diamètre des poteaux (m)
Infrastructures	1,00 / 1,20	1,10 à 1,40
Rez-de-dalle	0,80 / 1,00	1,10 à 1,20
1 à 13	0,80 / 1,00	1,00 à 1,20
14 à 23	0,60 / 0,80	0,80 à 1,00
24 à 40	0,40 / 0,60	0,70 à 0,80

Photo 2
Le radier
The foundation raft



Les intervenants

Le promoteur américain Hines a confié la maîtrise d'œuvre du projet au cabinet Pei Cobb Freed & Partners, associé au cabinet français Saubot Rouit & Associés, spécialistes des immeubles de grande hauteur. Les bureaux d'études techniques sont Setec TPI, pour la structure et Trouvin, pour les lots techniques.

Cette tour a été réalisée par l'entreprise générale Bateg. Les études d'exécution ont été confiées à Setec TP. Socotec a assuré la mission de bureau de contrôle, CEP celle de la sécurité incendie et Bureau Veritas la mission de coordonnateur sécurité. EDF et Andersen Consulting occupent maintenant la tour PB6.

Calendrier

La tour a été construite dans un délai record de 29 mois entre décembre 1998 et avril 2001. Les dates clés du projet concernent :

- ◆ le dépôt du permis de construire : le 21 juin 1996, signé le 19 décembre 1996 ;
- ◆ le DCE : achevé en septembre 1998 ;
- ◆ le choix de l'entreprise générale : novembre 1998 ;
- ◆ le début des travaux : décembre 1998 ;
- ◆ la fin des travaux : avril 2001.

Les principaux délais caractérisant les travaux de gros œuvre sont les suivants :

- ◆ terrassements et fondations : 6 mois ;
- ◆ infrastructures (y compris rez-de-dalle) : 7 mois ;
- ◆ superstructures : 9 mois.

■ CONTRAINTES DU PROJET ET CRITÈRES DE DIMENSIONNEMENT

Géotechnique

Les différentes couches de terrain rencontrées depuis la surface sont les suivantes :

- ◆ remblais sur 1 à 2 m, jusqu'à la cote 54 NGF ;
- ◆ sables de Beauchamp, jusqu'à la cote 49 NGF ;
- ◆ marnes et caillasses, jusqu'à la cote 32 NGF ;
- ◆ calcaire, jusqu'à la cote 19 NGF ;
- ◆ sables supérieurs, jusqu'à la cote 7 NGF ;
- ◆ fausses glaises et sables d'Auteuil, jusqu'à la cote - 5 NGF ;
- ◆ argile plastique au-delà.

La dalle de calcaire dont le toit est situé à la cote 32 NGF constitue le substratum rigide de la fondation de la tour PB6. Le comportement de cette dalle, de 12 m d'épaisseur, conditionne les tassements d'ensemble.

La nappe phréatique atteint un niveau extrême de 28,50 NGF et reste donc en dessous du toit du calcaire.

Ouvrages existants ou futurs

Le projet est caractérisé par de nombreux ouvrages existants dans le sous-sol ou en périphérie de la tour :

- ◆ bretelle Rueil - Paris de l'autoroute A14 passant en souterrain en limite de l'emprise de chantier au nord ;
- ◆ à l'est, la tour Atlantique et la rampe de sortie du parking central ;
- ◆ au sud, le tunnel de sortie du parking Centre ;
- ◆ à l'ouest, la gare routière RATP surmontée du centre commercial des Quatre Temps ;
- ◆ sous la tour, un égout profond traversant l'emprise de la tour du nord au sud, à la cote 31,80 NGF environ.

L'implantation des fondations tient compte également d'une emprise réservée au futur métro Orbital, passant sous la tour.

Le système de fondation a été conçu pour donner la flexibilité nécessaire au franchissement de tous ces obstacles.

Élancement de la tour

Du point de vue structurel, la principale caractéristique de la tour est son élancement qui est l'un des plus importants réalisé sur une tour de ce type : la hauteur de la tour depuis le radier est de 178 m et la largeur du noyau est de 14,10 m ce qui correspond à un élancement de 1/12.6.

Du fait de cet élancement élevé, deux critères de dimensionnement se sont révélés déterminants, la limitation du déplacement horizontal dû au vent en tête de la tour vis-à-vis du bon comportement des

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maîtrise d'ouvrage

Hines

Maîtrise d'œuvre

Architectes : Pei, COBB, Freed and partners Saubot - Rouit et associés

Structures : Setec TPI

Lots techniques : Trouvin SA

Entreprise gros œuvre

Bateg

Bureau d'études d'exécution

Setec TPI

façades et la limitation du niveau d'accélération ressenti par les usagers des étages supérieurs sous les effets dynamiques du vent. Sous les effets du vent décennal le déplacement en tête de tour est inférieur à 20 cm ; sous les effets dynamiques du vent le seuil limite d'accélération de confort fixé à 1,8 % de g n'est dépassé que sur trois occurrences de trois heures tous les 10 ans.

Utilisation des BHP

Afin d'augmenter la surface utile et de réduire l'emprise des poteaux sur la façade, les dimensions des poteaux ont été réduites en ayant recours à du béton à hautes performances (B80). A titre indicatif, les poteaux du RDC sont passés du Ø 170 avec un B40 au Ø 120 avec un B80. Les poteaux les plus chargés reprennent un effort de compression de 4 500 t. Les critères de calcul ont été adaptés en conséquence aussi bien pour le calcul "à froid" en utilisant l'extension des règles BAEL pour les BHP que pour le calcul au feu où des spécifications particulières ont été prescrites par Setec TPI.

Le noyau est réalisé en B60. L'utilisation des bétons à hautes performances a permis de réduire au mieux les épaisseurs des éléments porteurs ; ces bétons sont constitués de ciment CPA (Ciment Portland Artificiel CEM 152.5) additionné de fumée de silice ultra fine et d'un super plastifiant à base de polymère de synthèse.

■ STABILITÉ GÉNÉRALE

L'ensemble de la structure est en béton armé. La stabilité générale de la tour est assurée par un noyau de forme elliptique, seize poteaux périphériques et deux poteaux intérieurs.

Le noyau est constitué de deux voiles courbes longitudinaux et quatre voiles transversaux principaux regroupés sous la forme de deux poutres en U et deux poutres en I reliées par des linteaux.

Ce noyau est décalé transversalement par rapport à l'axe de la tour de façon à dégager sur une façade un plateau de 9,85 m de largeur alors que sur la façade opposée la largeur est égale à 6,95 m (ces distances sont variables sur la hauteur de la tour, les valeurs données correspondent aux étages supérieurs).

Le noyau reprend 60 % des charges verticales (environ 100 000 t) et 75 % du moment fléchissant dû au vent, le solde étant repris par les poteaux grâce à un encastrement des planchers dans le noyau afin de bénéficier d'un effet de portique.

Les planchers sont réalisés en dalle pleine de 0,18 m d'épaisseur dans les zones où la portée est de 6 m et de 0,26 m pour la portée de 9 m. Un épaississement local à 0,35 m a cependant été nécessaire au niveau des deux poteaux intérieurs afin de réduire les flèches dans les zones d'extrémité.

En rive, la dalle repose sur des poutres de façade périphériques 0,9 m x 0,55 ht à 1,15 m x 0,55 ht. Compte tenu de la diminution des sollicitations avec la hauteur, les épaisseurs des voiles du noyau et des poteaux varient (cf. tableau I).

A noter que la voile longitudinal du côté de la travée de 9 m est plus épais que du côté de la travée de 6 m du fait d'une descente de charges verticales plus importante du côté de la grande travée.

Les bétons utilisés sont les suivants :

- ◆ B35 pour les planchers des infrastructures ;
- ◆ B80 pour les poteaux ;
- ◆ B60 pour les voiles du noyau et les poutres de façade ;
- ◆ B45 pour les dalles des superstructures.

■ FONDATIONS ET PAROIS PÉRIPHÉRIQUES

Fondations

L'ensemble des fondations rejoint la couche de calcaire, le noyau s'encastre dans les marnes et caillasses et est fondé directement sur le calcaire à la cote 32 NGF par l'intermédiaire d'un radier de 2 m d'épaisseur. Entre son niveau de fondation et le niveau bas des infrastructures situé à la cote 42 NGF le noyau de la tour contient des bâches à eau.

Ce radier composé de 1 200 m³ de béton et de 200 t d'armatures a été coulé en une journée. Le bétonnage a représenté 180 toupies qu'il a fallu acheminer pendant 16 heures sur le site sans perturber la circulation du quartier (photo 2).

Les poteaux s'appuient, sous le niveau bas des infrastructures, sur des semelles elles-mêmes supportées par des barrettes de paroi moulée fondées à une cote variant de 24 NGF à 36 NGF en fonction des charges à reprendre.

Les barrettes situées à proximité de l'égout profond ou de la zone d'emprise du métro Orbital ont été calculées en neutralisant une partie du frottement du terrain et ont été implantées de façon à éviter ces obstacles.

Les barrettes au nombre de 37 ont pour dimension 1,00 x 2,10 m ou 1,00 x 2,80 m et ont été réalisées avec un béton B30 à B35 en fonction de leur sollicitation. Ces travaux représentent 2 600 m³ de déblais de forage, 1 200 m³ de béton et 45 t d'acier. Les barrettes ont été réalisées par une grue Pinguly (type GTL 175) équipée d'un outillage hydrofraise (type HF 400) (photo 3) et une grue de manutention. Sur l'emprise restreinte (environ 3 500 m²) a également été installée une centrale de fabrication et de stockage des boues de forage composée de trois silos et de trois cuves gigognes.



Photo 3
Hydrofraise
Hydrofraise drilling machine

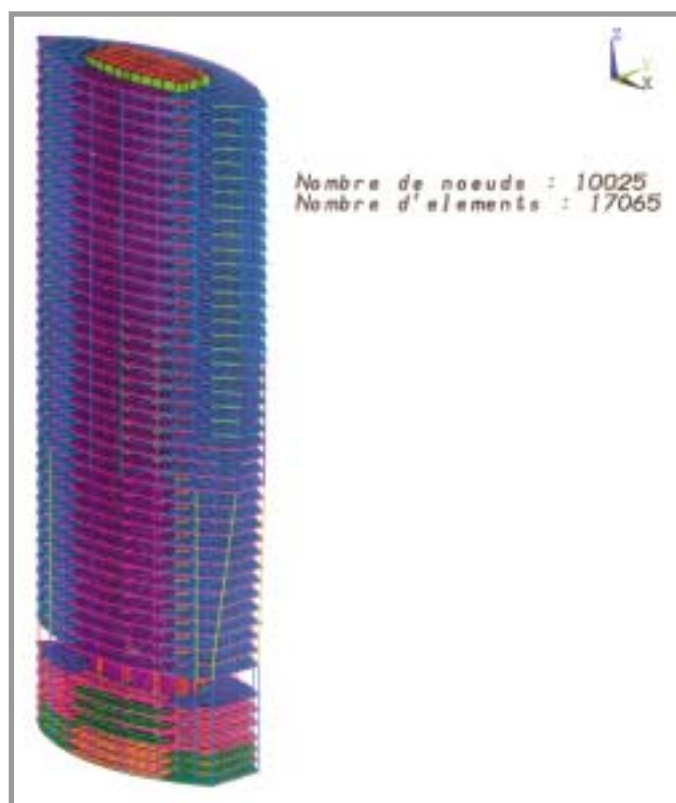
LA MAÎTRISE D'ŒUVRE

- APD : janvier à fin avril 1998
- DCE : mai à mi-juillet 1998
- Contrôle des études d'exécution : fin 1998 à septembre 2000
- Suivi des travaux : fin 1998 à novembre 2000

Photo 4
La fouille
et les berlinoises
The excavation
and the Berlin-type
retaining walls



Figure 2
Modèle de calcul
aux éléments finis
Finite-element
calculation model



L'effectif total en pointe a été de 20 personnes. Ces barrettes sont surmontées de semelles sur lesquelles viennent s'appuyer les poteaux de la tour. Les poteaux réalisés en B80 reposent sur des semelles en B30 ou B35. Compte tenu de l'importance des charges à reprendre, les semelles ont été calculées suivant la méthode des bielles en considérant que chaque poteau est prolongé en partie supérieure de la semelle par un poteau fictif avec diffusion des efforts à 45° jusqu'à atteindre une contrainte de compression admissible sans frettage. La zone de diffusion est frettée.

Les quelques poteaux propres aux infrastructures ont été fondés sur des pieux classiques de Ø 800.

Parois périphériques

Dans les infrastructures, les parois périphériques sont des parois berlinoises qui sont utilisées comme écran de soutènement en phase provisoire puis comme mur définitif (photo 4).

Cette paroi périphérique est réalisée en limite d'emprise donc au ras de la voirie circulée avec un trafic très dense de l'ensemble des bus RATP. Afin de ne pas trop réduire la surface des planchers, l'épaisseur de la paroi a été limitée au strict minimum structurellement nécessaire tout en respectant des tolérances de déformation pour conserver l'intégrité des chaussées (les déplacements en tout point de la paroi ne devaient pas dépasser 30 mm). Les berlinoises sont constituées de 62 profilés métalliques type IPE 450 espacés tous les 3 m, d'une longueur variable de 16 à 18 m, scellés en pied avec du béton et retenus par un ou deux lits de tirants.

Entre ces profilés, un voile en béton projeté a été exécuté sur une épaisseur minimale de 25 cm. Le béton utilisé présente des résistances à court terme importantes ce qui permet l'ouverture des passes inférieures assez rapidement. Le béton projeté a été lissé de façon à présenter un aspect satisfaisant en phase définitive.

Les tirants d'ancrage sont réalisés tous les deux profilés soit tous les 6 m. Ils ont une longueur variable de 13 à 15 m. Ces tirants ont été réalisés suivant la méthode IRS (Injection répétitive et sélective). Cette méthode consiste à "claquer" le terrain en extrémité de tirants en créant un bulbe de coulis-ciment. Les tirants au nombre de 30 reprennent une charge moyenne de 120 t.

En phase définitive, la berlinoise butonnée par les planchers reprend la poussée des terres et les charges verticales apportées par les planchers. Les tirants sont détendus.

Au-dessus du passage réservé pour le futur métro Orbital, les parois berlinoises fonctionnent en parois fléchies.

La bache à eau de la tour est ensuite terrassée. Pour assurer le soutènement pendant le terrassement, une paroi clouée est réalisée en béton projeté par voie sèche sur une épaisseur de 15 cm. Les 128 clous sont répartis en quatre lits.

■ ÉTUDES DE LA STRUCTURE

Essais en soufflerie

Une campagne d'essais en soufflerie a été réalisée par le CSTB de Nantes. Un modèle rigide équipé de 200 capteurs de pression synchrones a été placé dans la veine d'air principale de cette soufflerie.

Les mesures de pression dans le temps au droit de chacun de ces capteurs ont servi de base au chargement statique puis dynamique du modèle de calcul aux éléments finis.

Calculs d'ensemble

Pour vérifier le comportement d'ensemble, et en particulier les critères de déformation, un modèle de calcul aux éléments finis a été établi par Setec TPI (figures 2 et 3). Ce modèle tient compte de l'interaction sol - structure sous forme de ressorts de sol situés sous le radier et sous chacun des poteaux. La raideur des ressorts a été fixée en déterminant la forme de la cuvette de tassement dictée par le comportement de la dalle calcaire.

Poteaux

Les poteaux ont été vérifiés vis-à-vis du flambement en considérant la loi de Sargin pour caractériser le comportement du béton à hautes performances. Le calcul a été effectué par la méthode de l'équilibre des moments internes et externes, aux états limites ultimes :

- ◆ en combinaison fondamentale, sous les charges normales d'exploitation et de vent;
- ◆ en combinaison accidentelle correspondant à un incendie de 2 heures ou 4 heures suivant les zones. Compte tenu du comportement au feu des BHP qui ont tendance à éclater lorsqu'ils ne sont pas retenus par des armatures, la stabilité au feu a été menée en négligeant le béton d'enrobage et les armatures. Les poteaux ont été vérifiés en considérant ces sections ainsi réduites dès le début de l'incendie.

Des dispositions constructives ont été prises pour limiter l'espacement entre aciers transversaux et horizontaux, afin de limiter l'effet d'éclatement du béton.

Les poteaux les plus sollicités sont ceux situés en début de zone de changement d'épaisseur (rez-de-dalle, niveaux 1, 14, 24) où les charges à reprendre sont les plus élevées pour une section donnée, ainsi que ceux situés aux derniers niveaux de ces zones en raison de l'excentrement de la charge appliquée (les poteaux sont en effet alignés sur la tangente extérieure côté façade).

Évaluation des variations dimensionnelles de la tour

Les tassements qui s'appliquent à la tour résultent de plusieurs phénomènes qui se cumulent :

- ◆ le tassement du sol de fondation;
- ◆ le raccourcissement élastique du béton instantané puis différé (fluage);
- ◆ le retrait du béton.

La figure 4 montre l'évolution du tassement du sol selon la distance au bord du radier. Il résulte d'un

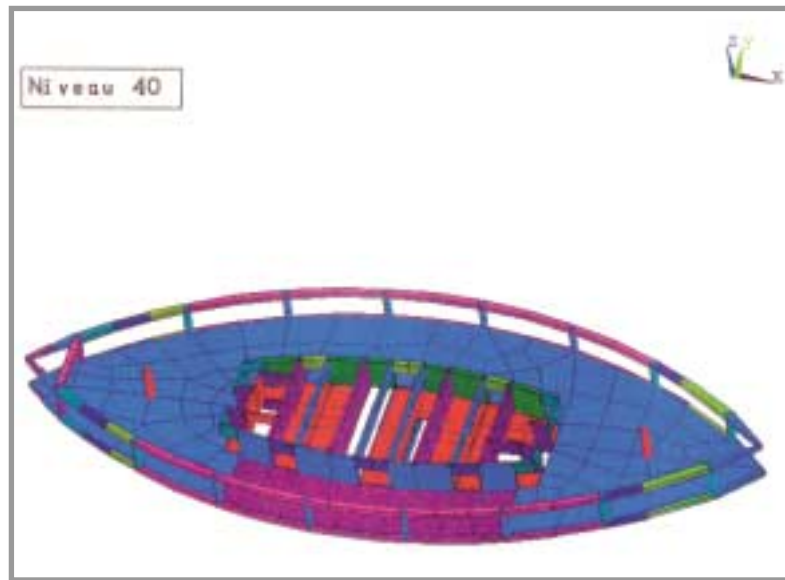


Figure 3
Modèle aux éléments finis - Plancher haut
Finite-element model - High floor

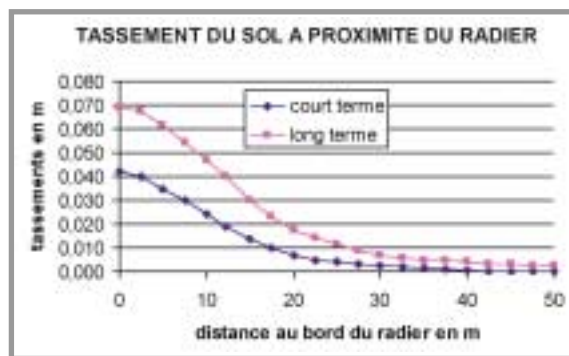


Figure 4
Tassement du sol à proximité du radier
Soil subsidence close to the foundation raft

calcul géotechnique et les valeurs indiquées correspondent aux valeurs relevées sur le site pendant la construction.

Le raccourcissement du béton correspond :

- ◆ au raccourcissement instantané dû à l'augmentation des charges appliquées pendant la construction lors du coulage des niveaux supérieurs;
- ◆ au raccourcissement différé dû au fluage des niveaux inférieurs;
- ◆ à l'effet du retrait.

Les effets du retrait et du fluage ont été évalués en appliquant l'annexe du BPEL91 révisé 99, relative aux bétons à hautes performances.

L'évaluation de ces tassements était nécessaire pour :

- ◆ déterminer les corrections à apporter aux cotes de coulage des planchers afin de retrouver des niveaux acceptables à la livraison de la tour;
- ◆ vérifier le bon comportement de la tour dans le temps;
- ◆ vérifier les planchers sous les effets des tassements différentiels du noyau et des poteaux.

LA CONSTRUCTION

La réalisation du noyau s'effectue au moyen d'un coffrage auto-grimpant depuis le radier de fondation.

Les méthodes d'exécution prévoyaient une réalisation du noyau en avance d'au moins trois niveaux par rapport aux planchers afin de libérer l'espace occupé par le coffrage grimpant utilisé pour l'ex-

ÉTUDES D'EXÉCUTION DE LA TOUR PB6

Nombre de plans :

- Coffrage : 200 plans
- Armatures : 310 plans
- Total : 510 plans**
- Montant des études : 6 millions de francs
- Durée des études : décembre 1998 à septembre 2000



Photo 5
Noyau en avance de trois niveaux
sur les planchers
*Advanced core of three levels
on the floors*

►
cution des voiles du noyau. La construction du noyau et des planchers se fait donc de façon simultanée mais avec trois niveaux d'écart, ce qui permet un gain sur les délais. Le coffrage grim pant représente 1 500 m² de banches, pèse 300 t et est équipé d'un système d'élévation autonome doté de 50 vérins hydrauliques de 10 t de poussée. La cadence de réalisation des superstructures est de 4 jours par niveau, certains niveaux ayant même été réalisés en 3 jours. Les photos 5 et 6 illustrent différentes étapes de la construction des superstructures.



Photo 6
Les poteaux inclinés
Inclined columns



La tour de nuit
*The tower
by night*

ABSTRACT

The PB6 tower in La Défense

J.-M. Jaeger, Th. Genest, L. Boufflet

The PB6 tower was built in the western Paris suburb of La Défense on a very small area of land with a very cluttered subsoil in record time of less than 29 months.

Designed by American architectural firm Pei, this 40-storey tower 155 m high is slender, elegant and very streamlined. The rigid foundation design and the embedment of the central core in the substratum, together with the use of B80 type high-performance concretes, enabled its technical designer, Setec TPI, to optimise the structure while ensuring the required level of comfort for the users.

RESUMEN ESPAÑOL

La torre PB6 en La Defense

J.-M. Jaeger, Th. Genest y L. Boufflet

La torre PB6 fue construida en La Defense en un terreno extraordinariamente angosto y fuertemente atestado, en un plazo récord de 29 meses.

Proyectada por el gabinete de arquitectura estadounidense Pei, esta torre de 40 plantas y una altura de 155 m, es fina, elegante y de una extraordinaria esbeltez. El concepto de cimientos rígidos y el empotramiento del núcleo central en el substrato existente, así como el empleo de hormigones de elevadas características de tipo B80, han permitido a su proyectista técnico, Setec TPI, optimizar su estructura al mismo tiempo que el nivel de confort requerido por los usuarios.

Construction d'une cale sèche dans le port de Concarneau

Profitant de la nouvelle répartition des ports français en termes de spécialités, Concarneau a su faire valoir son savoir-faire dans le domaine de la construction neuve et de la réparation des bateaux de pêche et remorqueurs. Ainsi, pour développer l'activité réparation des professionnels du port, l'interprofession de Concarneau, avec à sa tête les chantiers Piriou, a-t-elle su fédérer tous les investisseurs institutionnels pour se doter d'une cale sèche permettant d'accueillir des bateaux de plus grande taille, ce nouvel outil venant compléter les moyens de carénage existants qui consistent en un élévateur à bateaux (limité à des charges de 27 t/m pour une capacité maximale de 2000 t) et un slipway (d'une capacité de 500 t) permettant essentiellement le carénage des bateaux de pêche.

Les études de faisabilité technique et de rentabilité économique de la nouvelle cale sèche, réalisées et pilotées par les services de l'Etat entre 1996 et 1998, ayant été concluantes, il restait à convaincre les élus locaux mais aussi l'Etat – ce qui ne fut pas tâche facile – certains ports ayant déjà une cale sèche bien souvent sous-exploitée. De plus, cette construction n'était pas sans impact sur le paysage maritime et aucun ouvrage intégré de ce type n'avait plus été réalisé depuis plusieurs décennies dans l'hexagone. Mais les professionnels surent montrer leur fort engagement au projet en participant à hauteur de 20 % au financement, le solde étant financé par tous les échelons géographiques : européen, national, régional, départemental et local. Au début de 1999, fut ainsi lancé un appel d'offres sur performances, c'est-à-dire que les entreprises consultées devaient s'engager non seulement à réaliser les travaux mais aussi à concevoir elles-mêmes le projet en suivant un cahier des charges imposé très précis.

■ CONCEPTION DE L'OUVRAGE ET DESCRIPTION GÉNÉRALE DU SITE

Les principales exigences fonctionnelles étaient :

- ◆ longueur minimale de 130 m pour permettre la réparation de navires de 120 m ;
- ◆ largeur minimale de 27 m pour permettre la réparation de navires de 23 m de largeur ;
- ◆ tirant d'eau maximal de 6,80 m ;
- ◆ charges de 400 t/ml dans l'axe de la cale ;
- ◆ vidange en 4 heures ;
- ◆ ouverture/fermeture de la cale en 30 minutes ;
- ◆ surcharge de 30 kPa sur une bande de 10 m autour de la cale.

Emmanuel Robert
DIRECTEUR DE TRAVAUX
Soletanche Bachy

Frédéric Prost
INGÉNIEUR BUREAU D'ÉTUDES
Soletanche Bachy

Marc Le Guennic
INGÉNIEUR ÉTUDES
DDE 29 Quimper

Bruno Le Poupon
ADJOINT DE L'INGÉNIEUR ÉTUDES
DDE 29 Quimper

Christian Le Viol
DIRECTEUR DES INFRASTRUCTURES,
PORTS ET AÉROPORT
Chambre de Commerce et d'Industrie de Quimper



Etat des lieux avant travaux
Site conditions before works



Lagune asséchée
Dried lagoon

Mise en place
de l'anti-contaminant
et de la couche drainante
*Installation of the anti-pollutant
and the bottom drain layer*



Mise en place
des drains
Drains installation



Remblai de préchargement
pour consolidation
des limons
*Pre-loading fill
for silt consolidation*



CARACTÉRISTIQUES GÉOTECHNIQUES DES TERRAINS RENCONTRÉS

Le terrain naturel se situe à la cote + 6,30 CM soit environ 70 cm au-dessus du niveau de la marée d'équinoxe en l'absence de surcotes.

On rencontre de haut en bas :

- ◆ des remblais résultant d'aménagement des abords. On les rencontre sur les corps de digue et les rives du bassin ;
- ◆ des sédiments meubles. Il s'agit d'une alternance de limons et d'argile vasards plus ou moins sableux, devenant plus grossiers à la base ;
- ◆ le substratum constitué par des micaschistes ou des gneiss avec une frange altérée sur 2 m environ.

L'épaisseur des sédiments varie approximativement de 0 à 7 m, le substratum formant une cuvette dans laquelle ils se sont déposés.

Les limons vasards présentent des caractéristiques médiocres que l'on peut résumer comme suit :

- ◆ masse volumique saturée : $\gamma = 15,2 \text{ kN/m}^3$;
- ◆ limites d'Atterberg : grande dispersion généralement représentatives de limons peu à très plastiques : L_p/L_t (sous la ligne A du diagramme de plasticité) ;
- ◆ cohésions non consolidées, non drainées $C_{uu} = 0,25 z$ avec $z =$ profondeur comptée sous la cote moyenne 4,60 CM du plan d'eau ; C_{uu} varie entre 10 et 40 kPa environ ;
- ◆ cohésions consolidées, non drainées : $C_{cu} = \sigma'_v \tan 25^\circ$;
- ◆ compressibilité :

- $C_c/(1 + e_0) = 0,30$ (domaine de compression vierge) ;

- $C_s/(1 + e_0) = 0,04$ (recompression - domaine surconsolidé) ;

- C_v moyen = $4 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$.

Comme on le verra plus loin, le traitement de ces limons vasards est indispensable dans le cadre du projet retenu pour au moins deux raisons :

- ◆ permettre de reprendre une surcharge de 30 kPa aux abords de la cale (sur une bande de 10 m) ;
- ◆ améliorer les caractéristiques mécaniques à court terme des limons pour optimiser le dimensionnement des bajoyers.

Le rocher est constitué de micaschistes plus ou moins altérés en tête.

Le toit du rocher forme une cuvette allongée dans le sens d'écoulement du Moros.

Il affleure sur les deux rives du bassin et plonge à environ 13 m de profondeur dans la partie centrale du bassin. Sa frange altérée a des caractéristiques moyennes (pressions limites de 1 à 2 MPa) alors que sa partie saine correspond à une très forte compacité avec des pressions limites de l'ordre de 8 MPa.

Le niveau d'eau dans le bassin varie très peu avec un niveau moyen à + 4,6 CM.

► Quant aux critères retenus pour l'implantation de la cale, ils n'allaient pas réellement dans le sens de la facilité de construction.

Le site est en effet implanté sur un plan d'eau (le bassin du Moros) de 2,5 ha environ délimité par deux digues, à l'embouchure d'une rivière, le Moros, qui s'écoule dans le port avec un débit pouvant atteindre $10 \text{ m}^3/\text{s}$ en valeur instantanée.

Sur le substratum constitué de micaschistes, la rivière a déposé des sédiments limoneux et limono-sableux peu consistants sur une épaisseur de 6 à 7 m. Le fond du bassin se situe à 4 m environ sous le niveau d'eau.

■ PRINCIPES DE CONSTRUCTION RETENUS

Traitement des limons vasards

La solution retenue pour le traitement de ces limons fut celle de la mise en place de drains associée à un préchargement.

Etant données les caractéristiques mentionnées plus haut et le planning des travaux qui nécessitait un temps de consolidation ne dépassant pas 2 mois, le projet de consolidation fut le suivant :

- ◆ drains préfabriqués foncés au refus avec une maille de 1,10 par 1,10 m ;
- ◆ surcharge de 9 m de terrain avec tassement attendu de l'ordre de 2 m.

L'atout de cette solution résidait dans la gestion des vases décrites ci-dessus : seules les vases intérieures à la cale seraient extraites et stockées en amont du site, le reste devant être laissé en place et consolidé pour permettre de réaliser à terme des terre-pleins admettant des surcharges compatibles avec une exploitation portuaire.

Les autres projets mettaient en exergue des terrassements et des évacuations de ces matériaux qui venaient se heurter aux nouvelles lois environnementales, très pénalisantes à ce sujet.

Dimensionnement du génie civil

Les autres grands aspects de l'étude relatifs au génie civil de la cale sèche s'appuyaient sur des concepts connus de Soletanche Bachy car se rapprochant des divers murs de quai réalisés par l'entreprise notamment dans les régions nord de la France : bajoyers de la cale exécutés en paroi moulée, liaisons en tête par des tirants à un contre-rideau de palplanches et butés en pied par le radier en béton armé de la cale. Le dimensionnement des tirants et du bajoyer prévoit la possibilité de rupture de tirants afin tant de garantir la pérennité de l'ouvrage que de permettre le remplacement d'un de ceux-ci lors d'opérations d'entretien lourd. L'ouvrage étant livré clé en main, la dernière tâche, et non la plus facile, consistait à définir et réaliser tous les équipements portuaires et corps d'états secondaires nécessaires au bon fonctionnement de la cale.

Le génie civil de la cale peut se décomposer entre quatre éléments principaux :

- ◆ les bajoyers ;
- ◆ le radier ;
- ◆ la chambre des pompes ;
- ◆ la rampe hélicoïdale.

Les bajoyers

Les bajoyers de la cale sont constitués par une paroi moulée et une poutre de couronnement en tête. La stabilité de la paroi moulée est assurée, outre sa fiche :



Vue de la dérivation du Moros

View of the Moros diversion



Vue du radier sous porte

Bottom slab, beneath the lock gate

◆ durant les phases travaux, par des tirants posés à - 3,0 m, ancrés dans un rideau arrière en palplanches de 4 m de hauteur et situé à 15 m en arrière de la paroi ; de plus, un rabatement derrière la paroi, nécessaire à la pose des tirants et palplanches, sera maintenu jusqu'au coulage du radier pour diminuer les poussées à l'arrière de la paroi ;

◆ en phase définitive, par les mêmes tirants et le radier qui joue le rôle de buton.

Le calcul a pris en compte l'amélioration des caractéristiques des limons après leur traitement par préchargement.

Concernant le substratum dans lequel s'ancre la paroi, la connaissance de celui-ci a été affinée par la réalisation d'une campagne complémentaire de reconnaissance de sol. Celle-ci consista en des sondages destructifs tous les 6 m et quelques pressiomètres qui permirent de connaître précisément le toit du rocher altéré et du rocher sain ainsi que leurs caractéristiques mécaniques.

Le dimensionnement final a abouti à une paroi de 80 cm d'épaisseur avec un lit de tirants reprenant de l'ordre de 35 t/m et une fiche de 1,5 à 3,5 m sous le fond de fouille. Le dimensionnement du ferrailage de la paroi a été fait en considérant une fissuration très préjudiciable et une épaisseur corrodée a été pris en compte pour le dimensionnement des tirants, palplanches et poutre de répartition (l'espacement des tirants tous les 3,3 m imposa la mise en place de cette poutre à l'arrière du rideau de palplanches).

La poutre de couronnement a une hauteur de 1,30 m

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maitre d'ouvrage

CCI de Quimper

Assistant maître d'ouvrage pour les travaux

DDE du Finistère

Maitre d'œuvre

• Etudes : DDE du Finistère

• Exécution : CCI de Quimper

Utilisateur final

Société d'Exploitation des Moyens de Carénage (SEM-CAR)

Contrôle technique et SPS

Bureau Veritas

Entreprises

• Entreprise principale : groupement Soletanche Bachy/Le Pape

• Rampe d'accès : SGCO

• Salle des pompes : entreprise Lebris

• Porte coulissante : ACMR

• Réseaux pompes et automatismes : SEM-CAR

Réalisation
de la paroi moulée
*Construction
of the diaphragm wall*



Cale en cours
de travaux
*Dry dock
under construction*



▶ et son épaisseur correspond à celle de la paroi. Elle est soumise essentiellement aux efforts des bollards de 50 t espacés tous les 25 m et à l'appui des panneaux de paroi dans le cas accidentel où un tirant viendrait à se rompre (dans ce cas, elle reporte l'effort ainsi encaissé sur les panneaux voisins).

Le radier

Le radier a une épaisseur de 1,00 m. Il n'est pas scellé à la paroi et reprend donc seulement les efforts de compression. Il est soumis aux charges amenées par les bateaux, avec un effort maximal de 400 t/m sur sa ligne médiane ou 200 t/m réparti symétriquement de part et d'autre de la ligne médiane.

Plat sur les 2 m de sa partie centrale, le radier accuse ensuite une très légère pente pour drainer les eaux vers deux caniveaux latéraux courant sur toute la longueur de la cale. Eux-mêmes présentent une pente de façon à drainer les eaux vers le puisard en aval de la porte. C'est donc de manière passive et automatique que la plus grande partie des éléments liquides est collectée.

Le radier repose pour sa majeure partie sur le rocher altéré ou sain. Dans les quelques endroits localisés où il y avait encore du terrain meuble à la sous-face du radier, celui-ci fut substitué par une grave. La raideur prise en compte pour le calcul du radier fut estimée à l'aide des essais pressiométriques réalisés dans le rocher puis validée par des

essais à la plaque réalisés en fond de fouille avant la mise en place de la couche drainante.

Il n'est pas soumis aux efforts de sous-pression due à la nappe car une couche drainante est mise en place sous le radier et permet un rabattement permanent. Ce système fut choisi à la place d'un radier ancré en raison d'un coût de réalisation moindre.

La chambre des pompes

Celle-ci se trouve à l'aval de la cale, du côté opposé au garage de la porte. Elle mesure environ 10 m x 10 m et est entièrement enterrée, une partie de son radier descendant même plus bas que le radier de la porte pour des raisons évidentes de récupération des eaux par gravité.

Quatre systèmes différents de pompage sont intégrés à cette chambre des pompes :

- ◆ les pompes d'assèchement constituées de trois pompes de 3500 m³/h permettant de vider la cale en moins de 4 heures ;
- ◆ les pompes d'épuisement et de récupération des eaux de lavage : elles permettent de vider les derniers centimètres de la cale et de récupérer les eaux liées à l'exploitation de la cale. Leur débit est de 175 m³/h. Ces eaux sont traitées par un déshuileur/décanteur avant leur rejet dans le port ;
- ◆ les pompes du radier drainant permettant de pomper 90 m³/h ;
- ◆ les pompes permettant de récupérer les eaux de fuite de la porte (90 m³/h).

Chaque pompe est doublée, la pompe de secours se mettant en marche en cas de défaillance de la pompe principale.

Les voiles de la chambre des pompes sont constitués sur deux côtés par la paroi moulée et sur les deux autres côtés (côté cale et côté port) par des voiles coulés en place de la même épaisseur que la paroi moulée.

Le radier drainant n'étant pas continu sous la chambre des pompes, le radier de celle-ci est stabilisé par des clous d'ancrage.

La rampe hélicoïdale

Faisant partie d'un avenant au marché de base, la rampe se situe dans un demi-cylindre à l'arrière de la cale. Non prévue à l'attribution du marché, cette rampe s'avère un atout important pour le futur exploitant car elle permettra de réaliser de nombreux travaux sans l'utilisation d'une grue. Pour insérer cette rampe dans le projet de la cale, la paroi aval prévue initialement de forme rectiligne fut remplacée par une paroi autostable de forme circulaire.

Dimensionnement du radier drainant

Le radier drainant est constitué d'une couche de gravier de 20 cm posée sur un géotextile et dans laquelle sont noyés des tubes crépinés. Ces der-

niers, disposés tous les 12 m, aboutissent à des regards eux-mêmes reliés par un réseau collecteur qui amène l'eau par gravité jusqu'à la chambre des pompes.

Les documents hydrogéologiques initiaux avaient considéré un débit maximum possible de 300 m³/h, le risque de la présence d'une faille dans le rocher n'étant pas totalement écarté par le rapport d'étude de sol. Cependant, lors du terrassement, le débit pompé en fond de fouille s'avéra voisin de 15 m³/h. Le réseau de drainage ne fut pas changé mais la taille des pompes fut réduite en conséquence.

Lors de la réalisation du radier de la porte et de la chambre des pompes, des coupures étanches en grave-ciment furent réalisées pour s'affranchir au maximum du risque d'alimentation du radier drainant par ces côtés qui ne sont pas fermés par la paroi moulée.

Interface génie civil/porte de fermeture de la cale

La fermeture de la cale est assurée par une porte métallique reposant sur des chariots eux-mêmes coulissant sur des rails selon un axe perpendiculaire à la cale. Cette porte, de 4 m de largeur et 29 m de longueur, ne pèse pas moins de 170 t. Dotée d'un ballast marnant (l'eau y entre et en sort en fonction de la marée), elle n'a besoin que d'une personne pour la manœuvrer à l'aide d'un boîtier électrique filoguidé. Un ingénieux système de bascule permet à la porte, sous la pression de l'eau, de se plaquer contre les bajoyers et le radier de la porte.

La porte amène des efforts horizontaux et verticaux ascendants sur le génie civil de la cale sèche. Les efforts verticaux sont de l'ordre de 300 t et les efforts horizontaux de l'ordre de 1 130 t.

Les efforts verticaux sont retransmis par l'intermédiaire de quatre brides au radier situé sous la porte. Le radier retransmet ces efforts à huit clous ancrés dans le rocher et permettant de reprendre la totalité des efforts de soulèvement. Les efforts horizontaux sont repris par compression dans les deux bajoyers qui retransmettent par frottement au terrain la totalité de l'effort.

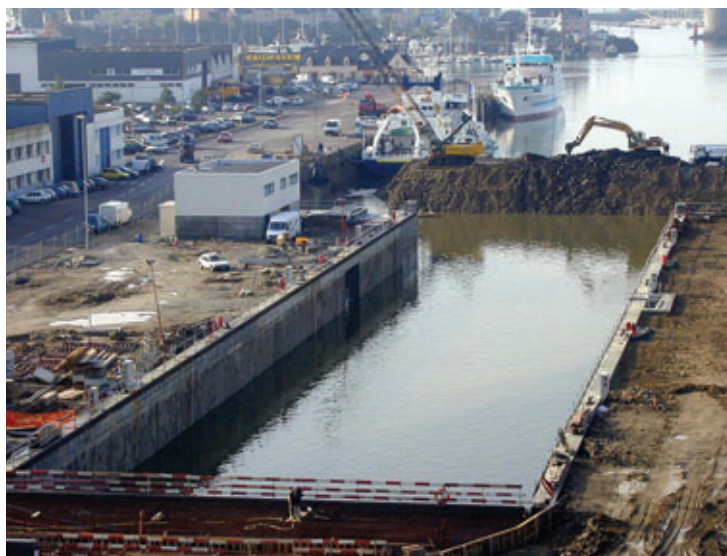
Le garage de la porte se situe dans une zone où le rocher remonte fortement et se trouve même affleurant dans la partie la plus proche du Moros. Dans cette zone, le soutènement a été réalisé par des murs en L pour la partie supérieure et par un simple gunitage dans le rocher.

Diversité des techniques mises en œuvre

Après avoir été choisi fin 1999 sur l'ensemble des dispositions constructives décrites plus haut, le groupement d'entreprises, constitué de Soletanche



Mise en place de la porte
Installation of the lock gate



Mise en eau de la cale.
Enlèvement du batardeau aval
Dry dock.
Water inflow

Bachy et du terrassier local Le Pape, eut encore à régler nombre de détails essentiellement sur la nature des équipements demandés par le client. Le chantier ne débuta qu'en avril 2000, c'est-à-dire dès la réception de l'ordre de service.

La construction de la cale a nécessité de mettre en œuvre un grand nombre de techniques diverses qui, cumulées, confèrent un intérêt technique évident à cet ouvrage. Les techniques utilisées par le groupement d'entreprises répondaient à une contrainte majeure de la consultation, à savoir ne pas évacuer hors du site, de vase issue de la lagune. Les Concarnois se sont longtemps étonnés de voir l'entreprise remblayer la lagune alors que le projet consistait en la réalisation d'une cale sèche, c'est-à-dire – dans leur esprit – d'une excavation !

Le déroulement du chantier peut être décrit selon les principales étapes suivantes :

- ◆ creusement du chenal de dérivation du Moros ;
- ◆ étanchéité de la lagune ;
- ◆ vidange de la lagune (100 000 m³) ;
- ◆ pose d'un géotextile sur la vase découverte (15 000 m²) ;
- ◆ réalisation d'une couche drainante de 1 m d'épaisseur ;
- ◆ mise en place de puisards dans la couche drainante ;
- ◆ fonçage de drains plats (60 000 ml) ;
- ◆ chargement par du remblai (60 000 m³) et attente de la consolidation des vases (1 mois) ;
- ◆ évacuation des remblais excédentaires et création d'un batardeau dans le port (35 000 m³) ;

LES PRINCIPAUX CHIFFRES

Chiffre d'affaires

75 millions de francs HT

Financiers

- Feder (20 %)
- Etat (10 %)
- Région (20 %)
- Département (20 %)
- Ville de Concarneau (10 %)
- SEMCAR (20 %)

Porte en cours de montage

Installation of the lock gate



Vue intérieure de la cale à sec

Dry dock. Inside view



Vue de la cale côté port

Dry dock. View from the harbour side



- ▶ ◆ réalisation des travaux spéciaux : paroi moulée, écran au coulis d'étanchéité du batardeau (12 m de charge d'eau), palplanches, tirants, liernes ;
- ◆ génie civil de la poutre de couronnement incluant les bollards et le rail de halage des bateaux rentrant en cale ;
- ◆ terrassement intérieur de la cale et exécution du radier drainant (4 000 m²) ;
- ◆ radier béton de la cale (11 plots de 400 m³), génie civil du local des pompes et de la rampe hélicoïdale d'accès en fond de forme, réalisation d'un

dalot de franchissement du Moros, soutènement du futur garage de la porte ;

- ◆ construction d'un bâtiment d'exploitation de la cale ;
- ◆ mise en place des équipements (pompes allant de 35 à 3500 m³/h, cabestans, etc.), des réseaux (eau, électricité et gaz) ;
- ◆ mise en service d'une voirie de contournement de l'ouvrage ;
- ◆ enlèvement du batardeau ;
- ◆ mise en place de la porte coulissante de fermeture de la cale (montée sur l'élévateur à bateaux voisin et acheminée par flottaison).

■ RÉALISATION DES TRAVAUX

La consolidation des vases

Une fois la lagune isolée des venues d'eau extérieures par la création d'un chenal de dérivation pour la rivière, il a été possible de la vidanger et ainsi mettre à jour les vases. Un géotextile a été déployé sur toute la superficie et recouvert d'une couche de gravier drainant de 1 m d'épaisseur. Des drains plats ont été foncés à partir de la plate-forme ainsi constituée jusqu'au rocher avec une maille de 1,1 x 1,1 m. Le chargement futur de remblai a alors permis progressivement d'assécher les vases, des puisards ayant été disposés pour collecter l'eau au sein de la couche drainante.

Des tassomètres ont été mis en place pour suivre la consolidation du remblai. Cependant ces tassomètres n'ont pu être installés qu'après la mise en place de la couche drainante de 1,50 m environ. Les résultats montrèrent des tassements assez variables suivant la localisation des tassomètres, avec un tassement maximal mesuré de l'ordre du mètre. Ces résultats, associés à une vitesse de consolidation très rapide, surprisent le client qui demanda à faire des essais complémentaires pour vérifier que les caractéristiques des limons avaient bien été améliorées. Dans ce but, quelques scissomètres furent réalisés pour mesurer la cohésion non drainée. Ces forages permirent aussi de repérer le niveau de la couche de géotextile anti-contaminant disposée entre les limons et la couche drainante, d'estimer ainsi le tassement du remblai et de le corroborer aux relevés des tassomètres. Les valeurs de cohésion s'échelonnent entre 60 et 100 kPa et cadrent bien avec l'augmentation de la cohésion prévue par les essais consolidés, non drainés. La disparité des tassements observés s'expliquent sans doute par l'hétérogénéité de la couche compressible et sa forte variation en épaisseur. De même le temps de consolidation observé (quasi-instantané) et le tassement global plus faible observé s'expliqueraient par une hétérogénéité des limons qui comporteraient une partie sableuse plus importante que prévue.

Le génie civil

Les bajoyers ont été réalisés en paroi moulée; ils sont maintenus en tête par des tirants passifs ancrés à un contre-rideau de palplanches et butés en pied par le radier béton de la cale. Les parois moulées ont été réalisées dans un remblai de substitution pour pallier l'hétérogénéité des matériaux rencontrés. Un radier drainant a été mis en place pour éviter toute sous-pression sur le fond de la forme lors de l'exploitation. Les travaux relatifs à l'entrée de la cale – salle des pompes, radier sous porte, et garage de la porte (sous forme d'un déroctage stabilisé par un soutènement en béton projeté et clous) – ont été exécutés à l'abri d'un batardeau étanche réalisé dans le port.

Le marché prévoyant la livraison d'un outil de carénage clef en mains comprenait également la création d'une chaussée de contournement de la cale, de tous les réseaux (eau potable, électricité, gaz et incendie), d'un bâtiment d'exploitation R + 1 ainsi que tous les équipements nécessaires à l'échouage des navires (tins ou autres chariots de halage).

Une des dernières opérations de cet ouvrage aura été le montage complet de la porte de la cale à partir de quatre caissons primaires pour former un ensemble de 28 m de longueur, 11 m de hauteur et 4 m de largeur, pour un total de 170 t. Mise à l'eau à l'élevateur à bateaux voisin, la porte a été remorquée jusqu'à son emplacement puis échouée sur ces chariots préalablement disposés sur les rails de cheminement.

Epilogue

Il ne faudrait pas que cet article conduise le lecteur à penser que la vie quotidienne du chantier s'est déroulée comme un fleuve tranquille suivant la simple énumération des tâches précédemment évoquée. Les conditions climatiques de la Bretagne ont été telles que, durant les travaux, Concarneau aura connu quelque 100 jours de pluie consécutifs avec, en point d'orgue, deux inondations survenues sur le chantier en décembre 2000 et janvier 2001 avec le débordement de la rivière du Moros. Ces inondations firent d'ailleurs l'objet d'un décret de catastrophe naturelle.

Sont donc à féliciter tous les intervenants qui ont su braver les éléments pendant tout cet hiver 2000-2001 et réussir à mener les travaux à terme dans le respect des délais.



Vue générale de la cale

Dry dock general view



Cale opérationnelle

Dry dock in operation

ABSTRACT

Construction of a dry dock in the port of Concarneau

E. Robert, Fr. Prost, M. Le Guennic, Br. Le Poupon, Ch. Le Viol

The example of the new Concarneau dry-dock is interesting by both its original construction method and its combined public-private financing raised thanks to the strong willingness of all parties involved. The works were achieved under a turn-key design & construct contract; one main advantage of the project was the in-situ treatment of the mud & clay soils surrounding the dry-dock, thus reducing the environmental impact.

The works were achieved as scheduled, despite particularly adverse weather conditions.

RESUMEN ESPAÑOL

Construcción de un dique seco en el puerto de Concarneau

E. Robert, Fr. Prost, M. Le Guennic, Br. Le Poupon y Ch. Le Viol

El ejemplo de construcción de un dique seco a Concarneau es interesante no solamente por su originalidad en las soluciones técnicas empleadas pero también en la voluntad de los participantes públicos-privados en el financiamiento del proyecto.

Las obras fueron realizadas en base a un contrato "llave en mano"; una de las características técnicas principales fue el tratamiento en profundidad del subsuelo blando compuesto de arcilla y limo, alrededor del futuro dique seco, con el fin de reducir el impacto ambiental.

Las obras fueron terminadas dentro el programa previsto contractual, y eso aun condiciones meteorológicas desfavorables.

Groene Hart (Pays-Bas)

Travaux de fondations : vitesse

Sur la ligne à grande vitesse devant relier à terme l'Europe du Nord à l'Europe du Sud, Intrafor - VSL a réalisé les travaux spéciaux (paroi moulée, barrettes, jet grouting, soil mixing) sur le site dit du "Groene Hart", une zone verte protégée pour laquelle la ligne ferroviaire s'inscrit en tréfonds (tunnel foré de 7150 m de longueur et de 15 m de diamètre). Les travaux objet du présent article sont des travaux spéciaux d'accompagnement d'entrée et de sortie du tunnel ainsi que des ouvrages de service intermédiaires.

L'Europe politique et financière avance... l'Europe des infrastructures également. Dans le cadre de la liaison ferroviaire européenne à grande vitesse nord-sud, Intrafor-VSL qui participe depuis de nombreuses années au TGV français (TGV Nord, Intercommunication, TGV Sud-Est avec la tranchée d'Eurre, le viaduc d'Avignon et les ouvrages de la Garde Adhémar en dernier lieu) œuvre cette fois à la réalisation de la High Speed Line Hollandaise et plus précisément au projet du Groene Hart. Comme l'indique la figure 1 ce tronçon en tunnel se situe entre les villes de Rotterdam et d'Amsterdam.

LE PROJET DE GROENE HART

Le projet comporte essentiellement la réalisation d'un tunnel foré d'une longueur de 7150 m, tunnel d'un diamètre exceptionnel de près de 15 m! Comme l'indique le profil en long (figure 2), deux rampes d'accès d'une longueur respective de 700 et 750 m complètent la section. Trois ouvrages de ventilation et de service sont implantés sensiblement à chaque tiers du trajet. Le tunnel effectue son parcours à une profondeur d'environ 35 m.

Il a été conçu pour des raisons environnementales en tréfonds de la zone verte protégée du Randstad dénommée "Groene Hart". Les travaux sont financés par le ministère Hollandais des Transports et des Voies d'eau, sous la maîtrise d'œuvre de HSL-ZUID (High Speed Line Sud). Leur durée sera de 4 ans et ils ont été confiés à un groupement d'entreprises Bouygues TP/Koop. Celui-ci a sous-traité les travaux spéciaux de soutènement et de consolidation des sols à Intrafor-VSL.

Figure 1
Situation géographique
Geographic location



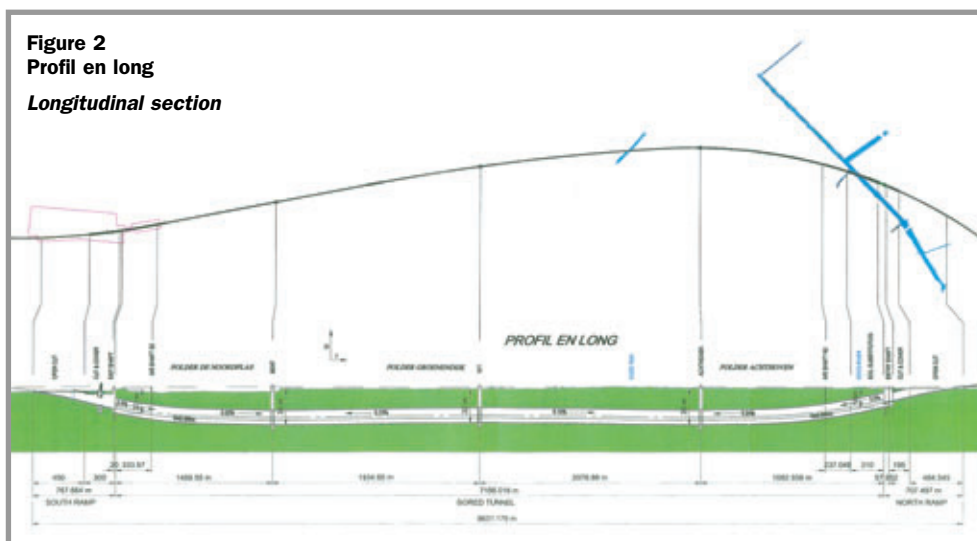
LA GÉOLOGIE

La géologie du site est dira-t-on typiquement néerlandaise!... et donc en grande majorité sableuse. Cette épaisse couche de sable est entrecoupée d'horizons ou de lentilles argileuses. Le tout étant surmonté notamment aux deux extrémités par une couche de tourbe (ou de tourbe et d'argile) d'une puissance maximale de 10 m. La nappe est maintenue au TN par un drainage associé à un pompage (les fameux polders) mais peut se trouver en charge dans les couches profondes. C'est là une des contraintes particulières à laquelle il faut faire face dans la réalisation des travaux spéciaux.

LES TRAVAUX SPÉCIAUX SUR LE Puits DE DÉPART

Comme son nom l'indique, l'ouvrage dit du puits de départ a pour fonction première le montage et l'entrée en terre du tunnelier. Cet ouvrage, d'une longueur de 80,40 m et d'une largeur qui varie de 19 à 28 m, est prolongé au nord par la tranchée couverte de la rampe d'accès. La vue en plan et le profil du puits de départ sont représentés sur les figures 3 et 4. En son endroit le plus profond, le fond de fouille se situe à environ 23 m du sol. Le phasage comporte les travaux successifs suivants :

Figure 2
Profil en long
Longitudinal section





un chantier à grande



Photo 1
Vue générale
du chantier
*General view
of the site*

Figure 3
Vue en plan du puits de départ
Plan view of original pit

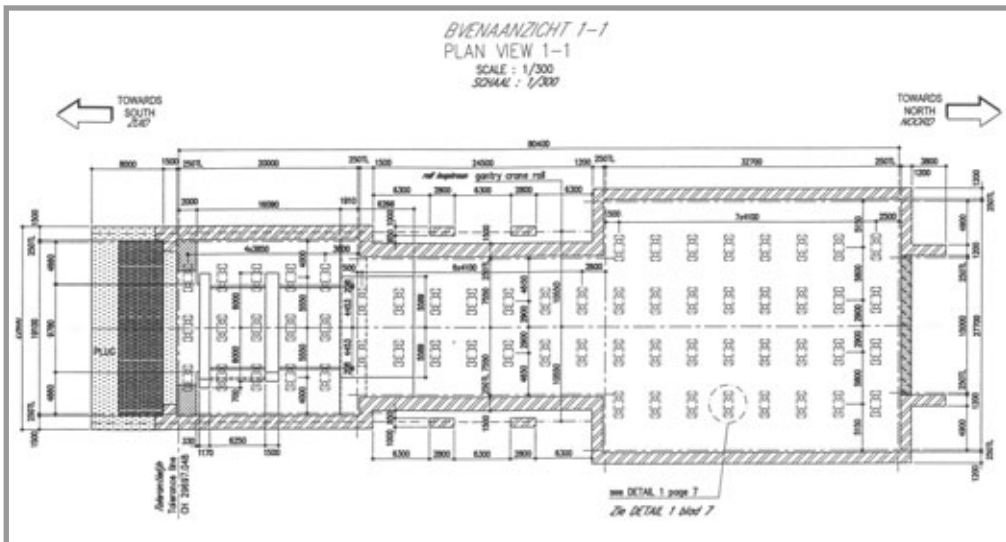


Figure 4
Profil du puits
de départ
Profile of the original pit

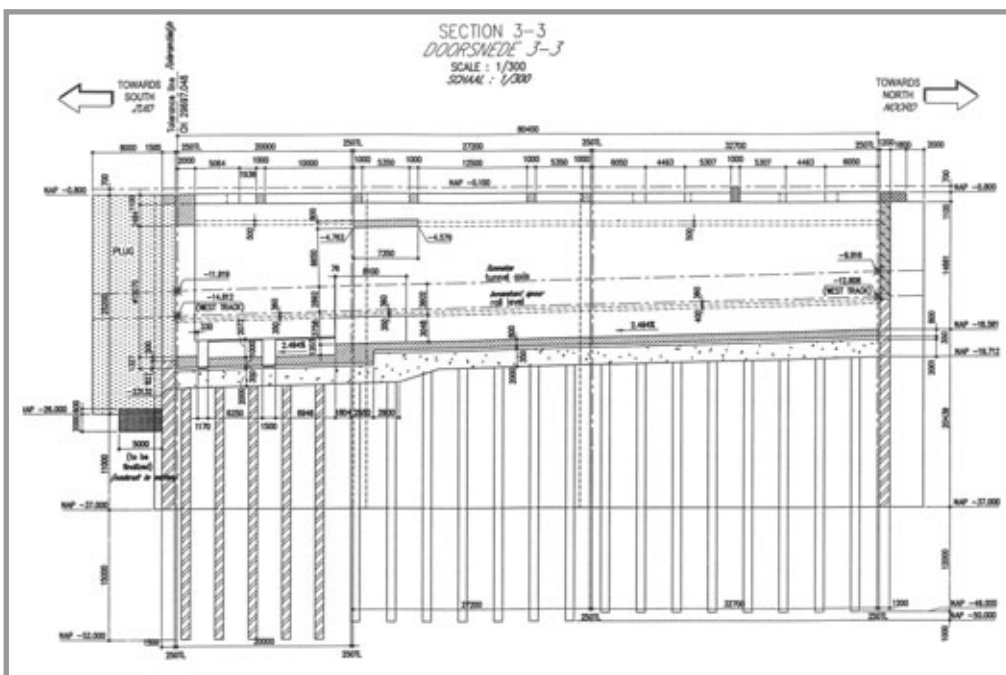


Photo 2
La manutention
d'une cage d'armature
*Handling a concrete
reinforcing cage*

- ◆ exécution d'une plate-forme surélevée d'environ 2 m par rapport au TN;
- ◆ réalisation d'un plot d'essai de stabilité de l'excavation des panneaux de paroi moulée avec suivi dans le temps;
- ◆ prétraitement de la couche supérieure de tourbe et d'argile par réalisation de colonnes de sol-mixing de 800 à 1000 mm de diamètre;
- ◆ exécution de la paroi moulée d'épaisseur 1,50 m (1,20 m au niveau de la tranchée couverte) et d'une profondeur d'environ 37 m. L'excavation a été conduite sous boue bentonitique par des bennes mécaniques manutentionnées par des grues de 120 t

(voir vues générales du chantier sur les photos 1 et 2);

- ◆ réalisation d'environ 120 barrettes d'ancrage du futur béton immergé (cf. paragraphe suivant);
- ◆ exécution du bouchon de départ du tunnelier par substitution des sols par un béton de faible résistance mécanique. En partie inférieure les travaux sont complétés par un traitement au jet grouting;
- ◆ réalisation de la poutre de couronnement de la paroi moulée et des butons de tête;
- ◆ excavation sous l'eau pour atteindre le fond de fouille. Réglage de celui-ci et nettoyage de la paroi moulée au droit du futur béton immergé;



Photo 3
Liaisonnement des poteaux d'ancrage du béton immergé avec la cage d'armature
Linking the anchorage columns of the submerged concrete with the concrete reinforcing cage



Photo 6
Le puits Achtoven
The Achtoven pit



Photo 7
La foreuse de jet grouting
The jet grouting drill



Photo 4
Le béton immergé et les poteaux d'ancrage du radier définitif
The submerged concrete and the anchorage columns for the final foundation raft



- ◆ coulage du béton immergé d'une épaisseur de 2 m ;
- ◆ vidange de la fouille, l'instant critique..., avec un suivi des déformations des parois et de la mise en charge du béton immergé ;
- ◆ exécution des travaux de génie civil (coulage du radier, des poutres intermédiaires et du tympan) et montage du tunnelier.

Les photos 4 et 5 donnent une idée de l'importance de l'ouvrage et des efforts que doivent supporter les parois moulées du fait que celles-ci sont juste maintenues par la ligne de butons visibles sur la photo 5 et le béton immergé, avec une nappe d'eau affleurant au niveau du sol. On précisera simplement qu'à la vidange les ouvrages se sont comportés en terme de déformation tel qu'il était prévu.

■ L'ANCRAGE DU BÉTON IMMERGÉ

Outre le caractère particulièrement important des efforts à reprendre par ces parois périphériques, l'autre aspect intéressant du projet de fondations est constitué par la mise en œuvre des ancrages du béton immergé.

De façon traditionnelle, l'ancrage est constitué soit par éléments battus (pieux ou profilés métalliques, pieux préfabriqués), soit par éléments forés (pieux ou micropieux). En Hollande le procédé classique porte le nom de "VC-Pile". Il est constitué de poteaux préfabriqués en béton mis en place dans un tube préalablement vibrofoncé et fermé à son extrémité. Le scellement de l'ancrage en béton est réalisé par du microbéton mis en place au fur et à

mesure de la remontée du tube métallique vibrofoncé.

Dans l'opération du Groene Hart, la profondeur exceptionnelle du fond de fouille (et donc de la sous-pression à reprendre) associée à la présence de couches de terrain libérant des contraintes verticales ascendantes à la suite de l'excavation, conduisait à positionner la couche de scellement des ancrages à la cote - 52 NAP, donc à grande profondeur.

Aucun des procédés traditionnels n'était donc ainsi véritablement satisfaisant. Il fallait mettre au point un procédé spécifique. Ce fut fait par la réalisation depuis le TN de barrettes de fondations, intégrant sur chacune d'elles deux poteaux préfabriqués préfoncés (pour les problèmes de pérennité, les ancrages ayant un rôle définitif à jouer). Ces poteaux sont noyés pour leur partie inférieure dans le béton armé de la barrette, et libre dans leur partie supérieure pour recevoir le béton immergé dans un premier temps, puis le radier définitif dans un second temps. Le détail de la partie supérieure du dispositif est représenté sur la figure 5.

On y retrouve les deux poteaux préfabriqués de section carrée 50 x 50 assurant la liaison entre le béton immergé d'une part, et le béton définitif d'autre part avec la zone de scellement constituée par la barrette armée toute hauteur. On notera qu'une zone de 2,50 m est neutralisée dans les calculs pour permettre l'arase du béton mis en place pendant l'opération de bétonnage. Pour faciliter le nettoyage sous l'eau, la partie de remplissage de la barrette située au niveau des futurs radiers a été remblayée par du sable, les poteaux ayant été protégés par un film en PVC.



Photo 5
Le puits de départ
The original pit

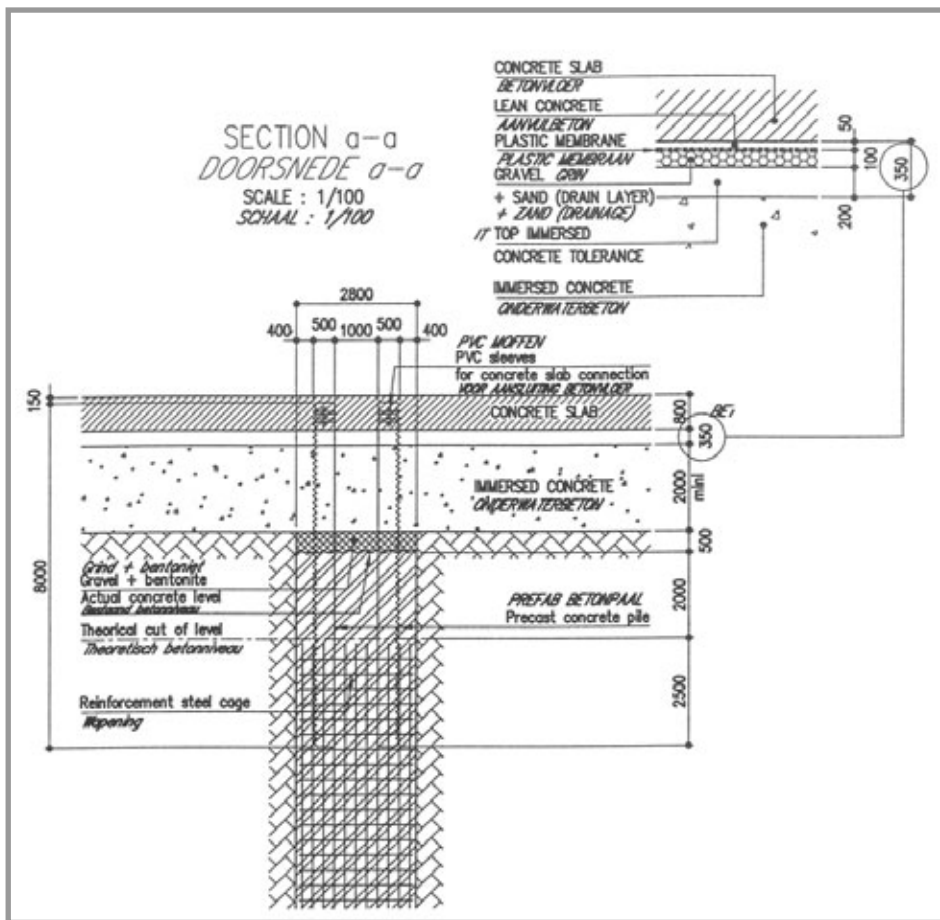


Figure 5
Ancrage du béton immergé
Diagram of submerged concrete anchorage

L'une des difficultés aura été constituée par la maintenance des poteaux préfabriqués et leur mise en place à la bonne cote altimétrique à l'intérieur de la tranchée.

La photo 3 montre l'assemblage des poteaux préfabriqués précontraints avec la cage d'armature. Les photos 4 et 5 montrent la partie supérieure des poteaux après coulage du béton immergé et vidange de la fouille et avant mise en place du béton du radier définitif.

AUTRES OUVRAGES

Comme précédemment indiqué trois ouvrages intermédiaires sont prévus. Le premier d'entre eux, le puits Achtoven, a fait l'objet d'un soutènement périphérique circulaire d'un diamètre intérieur de 31 m et d'une épaisseur de 1,50 m, aménagé au passage du futur tunnelier à l'aide d'un béton immergé épais coulé à la profondeur de 42 m (photo 6). Les deux autres ouvrages de même nature seront également exécutés par travaux de fondations identiques.

Le puits de sortie et la tranchée couverte d'accès seront réalisés sur la base de la même définition que les ouvrages de départ, la difficulté étant toutefois légèrement accrue par des profondeurs supérieures de fond de fouille.

Les ouvrages provisoires d'entrée et de sortie de terre du tunnelier sont réalisés pour partie par substitution du terrain par du béton de faible résistance, pour partie à l'aide de travaux de jet grouting dont la difficulté majeure réside dans la profondeur qui peut atteindre 35 m. La photo 7 montre la fouise IPC VD7800 en position de travail.

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maître d'œuvre

Ministère hollandais des Transports et des Voies d'eau

Entreprise générale

Bouygues TP/Koop

Entreprise Fondations

Intrafor

LES PRINCIPALES QUANTITÉS

- Parois moulées et barrettes : 100 000 m²
- Epaisseur parois : 1,00 m à 1,50 m
- Profondeur : 56 m
- Sol-mixing : 3 000 ml
- Jet grouting : 2 000 m³

ABSTRACT

**Groene Hart (Netherlands).
 Foundation work :
 a high-speed project**

D. Clert

On the high-speed line set to eventually link Northern Europe to Southern Europe, Intrafor - VSL performed special works (diaphragm wall, supporting wall units, jet grouting, soil mixing) on the so-called "Groene Hart" site, a protected green area for which the railway line is placed in the subsoil (drilled tunnel 7,150 m long and 15 m in diameter). The works covered by the present article are special accompanying works at the tunnel entrance and exit and intermediate service structures.

RESUMEN ESPAÑOL

**Groene Hart (Holanda) :
 Obras de ejecución
 de cimientos efectuadas
 a alta velocidad**

D. Clert

En la línea de alta velocidad destinada a poner en comunicación en breve plazo a Europa del Norte con Europa del Sur, la empresa Intrafor - VSL ha llevado a cabo los trabajos especiales (pantalla moldeada continua, jet grouting, soil mixing) en el emplazamiento denominado del "Groene Hart" una zona verde protegida en la cual la línea ferroviaria se inscribe bajo tierra (túnel perforado de 7 150 m de longitud y 15 m de diámetro).

Las obras objeto del presente artículo constituyen obras especiales de acompañamiento de entrada y salida del túnel, así como las estructuras de servicio intermediarias.

Le parc de stationnement universitaire de Groningue

Une paroi moulée dans un

Cet article décrit la nature et la complexité des travaux de paroi moulée, barrettes et tirants d'ancrages exécutés par Spie Fondations dans le cadre des travaux d'extension du centre hospitalier universitaire de Groningue (A.Z.G.) aux Pays-Bas tout en exposant les réflexions qui ont conduit les différents intervenants à concevoir le projet en intégrant un contexte géotechnique complexe dans un environnement sensible.

A Groningue dans le nord des Pays-Bas, dans le cadre de travaux d'extension du centre hospitalier universitaire ("AZG" Akademisch Ziekenhuis Groningen) comprenant entre autres la construction d'un parking souterrain sur trois niveaux de sous-sols proposant 820 places environ. Spie Fondations a réalisé les travaux de fondations spéciales du projet en sous-traitance pour l'entreprise hollandaise Meijering & Benus bv.

L'attribution du marché par le client en lots séparés est intervenue après la phase de lancement en mai 2000 de l'appel de candidatures suivant la procédure européenne UAR – EG 1991.

Les travaux du lot n° 01 (Fondations - Terrassements) ont été adjugés à l'association Meijering & Benus/Spie Fondations en janvier 2001 et ont démarré effectivement en avril 2001 avec une fin des travaux de spécialités programmée pour fin 2001.

■ DESCRIPTION DU PROJET

Généralités

Le projet d'extension prévoit essentiellement la construction de trois édifices respectivement de 6, 9 et 12 étages qui abriteront des zones réservées à la recherche, aux analyses de laboratoire, à l'enseignement et à des tiers.

Aussi, afin de maîtriser voire de fluidifier l'état de la circulation routière dans le quartier du complexe hospitalier implanté à proximité immédiate du centre ville historique, les autorités compétentes ont conditionné la délivrance du permis de construire à la création en souterrain de 820 places supplémentaires pour le stationnement.

Les techniques de fondations

Dans cette optique, le projet prévoit l'exécution d'une enceinte périphérique en paroi moulée stabilisée par deux lits de tirants d'ancrage précontraints pour atteindre le fond de fouille situé à 9,70 m de profondeur et réaliser sur une surface de 6400 m² un parc de stationnement sur trois niveaux de sous-sols (figure 1 et photo 1).

A l'exception de la zone de la rampe où l'importance des descentes de charges nécessite la réalisation de barrettes profondes sous chaque appui, tous les autres poteaux intérieurs à la fouille et supportant les trois niveaux de planchers sont fondés superficiellement au fond de fouille, cet aspect particulier du projet étant débattu plus en détail par la suite.

De plus, chacun des différents bâtiments réalisés en dehors de la zone parking est fondé sur fonda-

Figure 1
Vue aérienne
des ouvrages
et implantation
des sondages

Aerial view
of structures
and location
of boreholes

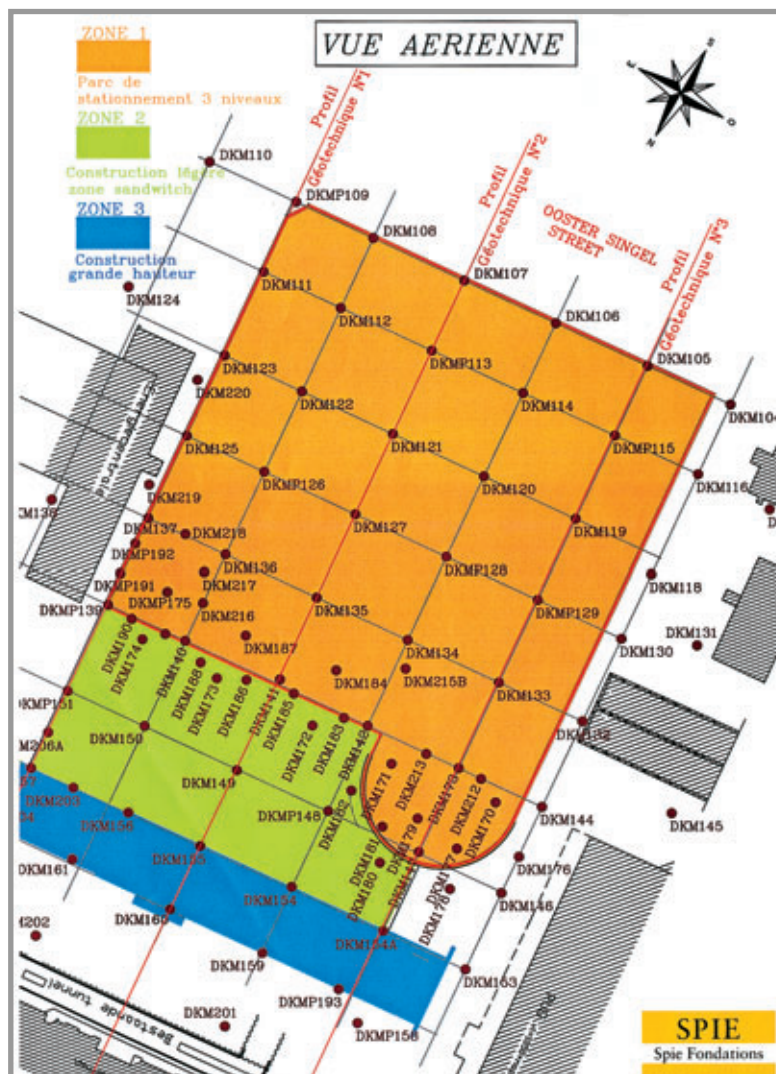


Photo 1
Vue aérienne des ouvrages

Aerial photo of the structures



du centre hospitalier (Pays-Bas) environnement sensible

tions profondes par l'intermédiaire de quatre cents pieux vissés injectés exécutés par l'entreprise Terracon Funderingstechniek bv.

Le choix délibéré d'une séparation physique entre les bâtiments de grande hauteur peu enterrés, fondés sur des pieux, et l'enceinte de trois niveaux fondés sur semelles superficielles est la conséquence directe de l'analyse précise de toutes les contraintes cumulées sur ce site.

Des contraintes exceptionnelles

Toute la difficulté du projet réside dans l'adéquation des choix tant au niveau du dimensionnement que des techniques de réalisation pour permettre de réaliser des ouvrages de dimensions exceptionnelles dans un environnement et une géologie particuliers à plus d'un titre.

L'environnement immédiat

L'opération est réalisée dans un site fortement urbanisé à proximité immédiate à la fois du centre hospitalier actuel en fonctionnement mais aussi d'habitations et d'écoles.

De plus, deux structures existantes jugées très sensibles et mitoyennes à la fouille ont focalisé l'attention des concepteurs lors du choix du procédé technique qui permettrait de construire une enceinte et d'effectuer les travaux de terrassements en protégeant le mieux possible les avoisinants :

- ◆ à l'est de la fouille : la centrale électrique de secours et sa cheminée construite sur fondations superficielles enterrées de 4,00 m et distante de 1,50 m de la paroi moulée à construire ;

- ◆ au nord de la fouille : la maternité existante dans un bâtiment de 14 étages et deux niveaux de sous-sols construits sur radier général reposant sur les sables supérieurs.

Par sécurité et afin de suivre et valider les choix de la technique d'exécution, les paramètres de dimensionnement et les prévisions qui en découlent -, un large éventail de moyens d'instrumentation a été mis en œuvre préalablement aux travaux de terrassement tant dans les parois moulées, qu'à l'intérieur et à l'extérieur de la fouille.

La géologie rencontrée

Le site est implanté à la frontière de la vieille ville historique de Groningue où comme à peu près partout aux Pays-Bas, le sous-sol est le siège d'une nappe phréatique dont le niveau est stabilisé à environ - 0,50 NAP soit 1,50 m sous le terrain naturel dans notre cas de figure.

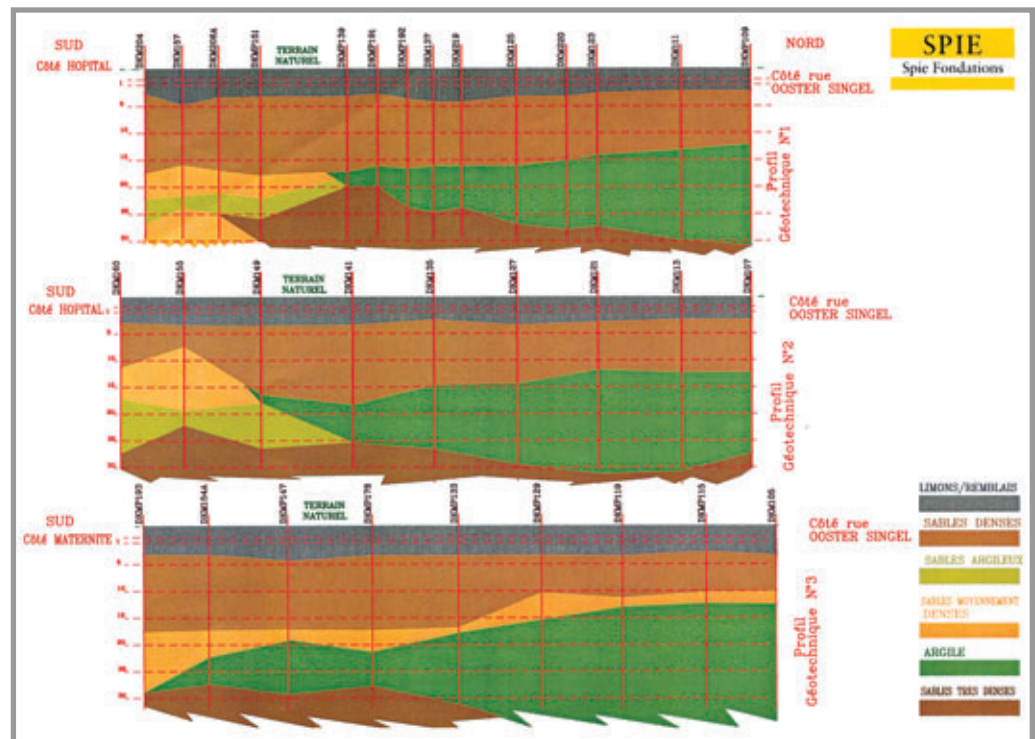


Figure 2
Profils géotechniques
Geotechnical profiles

Sachant que les Anciens avaient pour habitude de construire au plus simple, à l'époque sur les dunes de sables affleurantes au-dessus du niveau de l'eau, la question d'un éventuel changement géologique sur la zone s'est rapidement posée.

Aussi, de nombreuses investigations géotechniques par le biais de sondages préalables au piézocône, essais au pénétromètre statique hollandais (CPT) avec mesure de la pression interstitielle furent réalisées par la société Fugro bv (figure 1) et ont clairement identifié deux contextes géotechniques très différents marqués par la présence en profondeur et sur une plus ou moins grande épaisseur d'une couche d'argile en biseau (figure 2).

La qualité trop limitée de capacité portante de cette couche d'argile lorsque le fuseau est très épais a diminué les possibilités pour de très hautes superstructures ce qui a déterminé la séparation du site en trois zones.

Le projet de fondations spéciales a été mené en divisant le chantier comme suit.

La zone nord

Dans cette zone, il est prévu de construire les immeubles de grande hauteur avec un seul niveau de sous-sol général. Une solution de fondations sur pieux vissés injectés a été retenue car le fuseau d'argile n'a pas été identifié en profondeur, mais est remplacé par une couche de sables denses à

Photo 2
Principe de calage des poteaux
béton armé dans le parking
avec option d'un vérinage
ultérieur

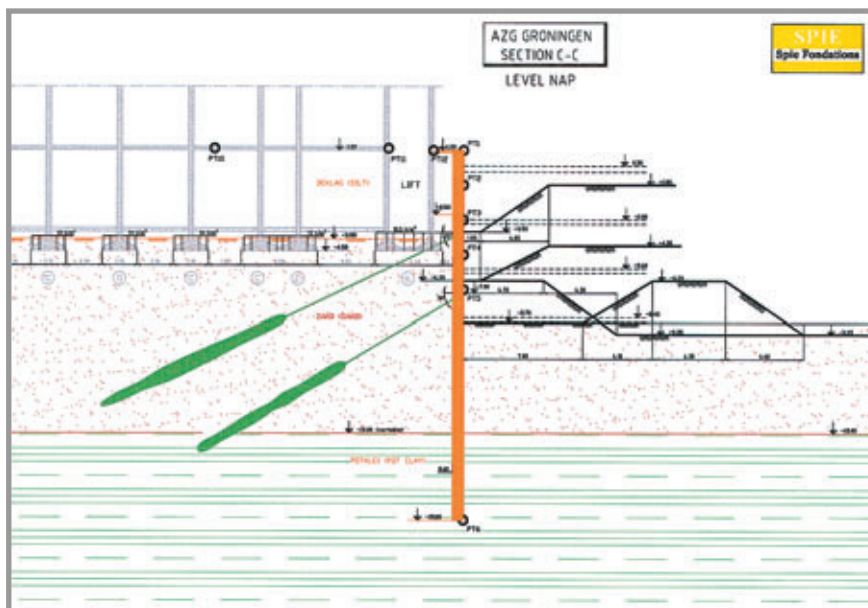
*Principle of bracing of reinforced
concrete columns in the parking
lot with option of subsequent
jacking*



Figure 3
Vue en plan
de la paroi moulée
*Plan view
of diaphragm wall*



Figure 4
Coupe
de la paroi
moulée
sur avoisinant
*Cross section
of the diaphragm wall
on neighbouring
section*



très denses avec des résistances de pointe $q_c = 12$ à 30 MPa qui présente les qualités requises pour supporter l'apport de charges importantes sans tasser à long terme.

La réalisation de plus d'un niveau de sous-sol dans cette zone aurait conduit à des sujétions de pompage beaucoup plus conséquentes du fait de la seule présence de sables fins non injectables.

La zone intermédiaire dite "sandwich"

Les investigations au pénétromètre statique ont été fortement resserrées dans cette zone délimitant le passage entre les deux faciès géologiques pour cerner le plus précisément possible son étendue sachant qu'il y est également prévu de construire des bâtiments plus légers sur pieux vissés injectés et sur un seul niveau de sous-sol général.

La zone sud

L'emprise de la zone sud a été définie de manière à ce qu'un fuseau continu d'argile plastique raide "Potklei", légèrement surconsolidée avec une valeur OCR = 1,3 et des valeurs de q_c variant avec la profondeur entre 2,00 et 3,50 MPa, soit identifié sur la globalité de la surface.

La couche d'argile se trouve à environ 12 à 20 m de profondeur depuis le terrain naturel, (3 à 10 m du fond de fouille), sous une couche de limons et sables moyennement denses.

La présence d'un mètre minimum d'épaisseur de cette argile à une profondeur suffisante pour éviter tout problème de "renard" a été considérée comme satisfaisante pour ancrer les parois moulées périphériques et réaliser ainsi une fouille "étanche" tant en phase provisoire que permanente.

Compte tenu des très fortes variations de l'épaisseur du fuseau d'argile qui passe de plus de 20 m à 1 m sur une diagonale de la fouille, le choix du concepteur s'est porté vers des fondations superficielles pour supporter les poteaux intérieurs.

Cette option impose la mise en œuvre d'un suivi topographique permanent des mouvements de la centaine de semelles avec la possibilité d'ajuster chaque appui individuellement par vérinage en enlevant à la demande des cales métalliques de différentes épaisseurs préalablement mises en place en pied de poteau (photo 2). En effet, le pompage permanent et les travaux de terrassements à l'intérieur de la fouille sont certes de courte durée à l'échelle de l'âge géologique de la couche d'argile surconsolidée mais génèrent une décharge qui améliore leur portance en se traduisant toutefois par un soulèvement du fond de fouille estimé à 200 mm \pm 50 mm par la formule de Terzaghi.

Dans ce contexte, l'amplitude et l'intensité dans le temps de ces soulèvements sont extrêmement difficiles à prédire et ces incertitudes expliquent la réelle nécessité, en phase de fonctionnement de l'ouvrage, d'un "monitoring" permanent des semelles dans le parc de stationnement.

A ce titre, le dallage du dernier niveau de sous-sol est prévu réalisé avec un pavage brique de manière à pouvoir encaisser un maximum de mouvement différentiel et laisser à l'exploitant une maintenance "légère" dans le temps.

La solution avec semelles superficielles présente toutefois l'avantage de recharger les argiles assez rapidement avec le poids du bâtiment à partir de la remontée des poteaux et planchers en béton armé dans les sous-sols en limitant ainsi au maximum dans le temps le soulèvement du fond de fouille.

Seules les importantes descentes de charges rencontrées dans la zone de la rampe d'accès au parking ont imposé la réalisation de 10 barrettes de 3000 x 820 mm ancrés de 3 m dans le substratum profond en sables très denses sous les argiles, ce qui représente une profondeur de forage de 32 m depuis le terrain naturel.

Enfin, un système offrant la possibilité d'effectuer des phases d'injections de pointe des barrettes a posteriori a été mis en œuvre lors de leur réalisation dans le but d'annuler les éventuelles conséquences du soulèvement du fond de fouille sur la capacité portante des appuis.

Toutes les barrettes ont été très fortement armées compte tenu des efforts de traction importants susceptibles de se développer par adhérence béton/sol en parallèle avec le soulèvement du fond de fouille lors de la décharge des argiles.

Les réponses techniques apportées à la réalisation

A la lumière de ce qui précède, on comprend que la viabilité du projet a été rendue possible grâce à la gestion optimale des contraintes géotechniques très particulières, à l'adaptation des structures de la part des concepteurs et au choix d'une technique adaptée pour la réalisation de l'enceinte, à savoir en résumé :

- ◆ implantation des constructions les plus lourdes en zone nord (absence d'argile) et fondées sur pieux dans les sables denses ;
- ◆ implantation des constructions légères sur pieux profonds dans une zone intermédiaire ;
- ◆ enceinte du parking construite en paroi moulée de manière à limiter les vibrations, réduire les nuisances sur l'environnement, garantir une raideur satisfaisante au soutènement et permettre de garantir un ancrage dans les argiles et d'atteindre de grandes profondeurs sans risques ;
- ◆ utilisation de la couche d'argile étanche pour réaliser le parc de stationnement à l'abri d'un pompage permanent ;
- ◆ mise en œuvre d'un monitoring permanent avec possibilité d'ajuster par vérinage le niveau des poteaux sur semelles superficielles du parking ;
- ◆ fondations des appuis très chargés de la rampe sur des barrettes fortement armées en traction et avec possibilité d'injection de pointe.

LES TRAVAUX DE SPÉCIALITÉS

La paroi moulée

La paroi moulée d'épaisseur 600 mm est implantée sur 330 m développés et constituée de 55 panneaux de longueurs variant entre 2,80 m et 7,50 m en fonction de la proximité des fondations superficielles des avoisinants les plus sensibles (figures 3 et 4).

Après un prédimensionnement théorique conduit conformément à la méthode décrite dans la norme allemande DIN 4126 (figure 5), la taille de l'ouverture des panneaux de paroi moulée fut validée par des essais en vraie grandeur lors de la réalisation des trois premiers panneaux dans les zones les plus critiques.

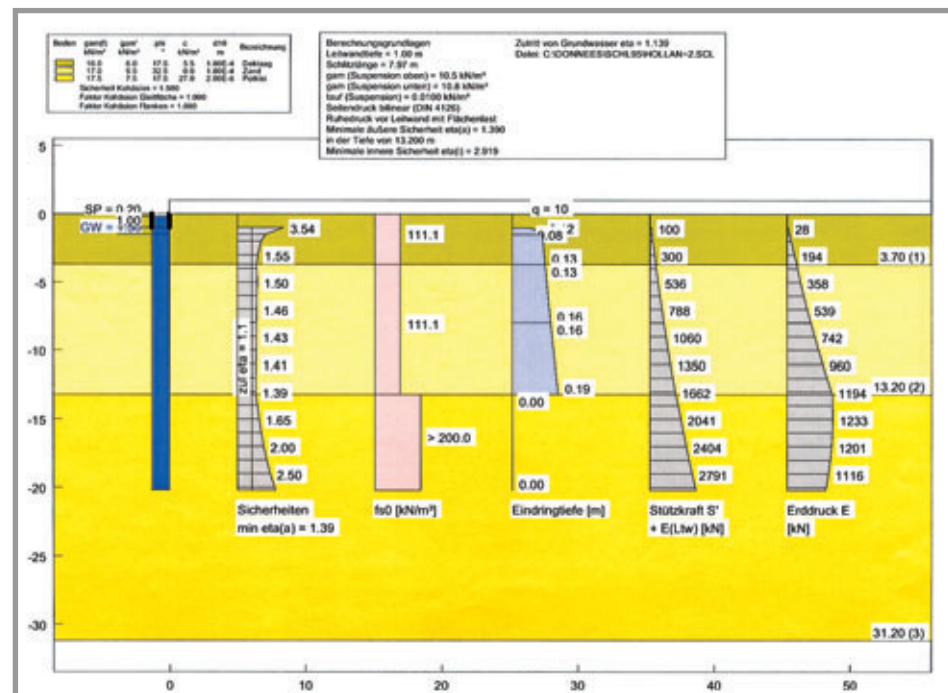


Figure 5
Calcul de stabilité
d'ouverture de panneaux
de paroi moulée
Calculation of stability
of opening of diaphragm wall
panels

Pour ce faire, Fugro bv a été missionné pour installer des inclinomètres dans le terrain à 2 m de l'axe de la paroi moulée préalablement aux travaux de forage.

La différence entre la valeur zéro de référence et les mesures relevées dans les inclinomètres après le forage ont montré un déplacement dans le terrain de l'ordre de 2 mm au plus, à la satisfaction de tous les intervenants.

La paroi moulée a été forée sous boue bentonitique avec un seul atelier de benne à câbles 2 800 x 600 mm suspendu à un porteur chenillé à flèche treillis Sennebogen 655R.

Les séquences de travail étaient organisées pour atteindre des cadences d'exécution permettant le bétonnage de quatre à cinq panneaux par semaine.

Une très bonne coordination, planification et une

Photo 4
Equipement d'un panneau
de paroi moulée
avec une cage d'armature
Equipment of a diaphragm wall panel
with a concrete reinforcing cage



Photo 3
Mise en évidence du joint
water-stop par découpage
du béton de paroi
moulée (brevet Spie
Fondations)

Illustration of the water-stop
seal by cutaway view
of the diaphragm wall
concrete (Spie Fondations
patent)



Photo 5
Réalisation des tirants d'ancrage
dans la paroi
moulée

Construction of anchor tie rods in the diaphragm wall

► coopération exemplaire furent nécessaires entre les divers intervenants et particulièrement avec nos fournisseurs locaux en cages d'armatures et en béton prêt à l'emploi pour relever ce challenge.

Dans chacun des panneaux, toutes les passes de benne ont été équipées d'une cage d'armatures toute hauteur (photo 4), préfabriquée en atelier, transportée sur site en une seule levée de 25 m au maximum et manutentionnée par une grue de 80 t sur chenille Sumitomo LS218.

Pour mettre en place un joint "water-stop" entre chaque panneau de paroi moulée et améliorer l'étanchéité au contact entre les panneaux lors des terrassements, Spie Fondations a utilisé son système breveté de joint planches (photo 3).

La profondeur de chaque panneau était définie individuellement en fonction de la cote du toit des argiles de manière à garantir un ancrage minimum de 1 m pour assurer l'étanchéité lors des terrassements.

Au final et pour satisfaire les critères de stabilité et d'étanchéité, les profondeurs de forage des panneaux de paroi moulée ont varié entre 20 m et 26 m pour une surface totale forée de 7 130 m² en paroi moulée réalisée en 11 semaines à un poste.

Les barrettes

Comme décrit précédemment, dix barrettes de 3000 x 800 mm (930 m²) ancrées à - 30,00 NAP dans les sables profonds sous la couche d'argile "potk-

lei" furent nécessaires pour reprendre les descentes de charges verticales les plus importantes, jusqu'à 10 000 KN, et concentrées dans la zone de la rampe.

Les travaux de forage et de bétonnage furent réalisés avec des moyens et des cadences identiques aux travaux.

Environ 24 heures après bétonnage, une équipe réalisait le claquage à l'eau du béton en pointe des barrettes pour permettre une injection sous pression ultérieure au coulis de ciment C/E = 2 au moyen de tubes à manchettes reposant sur le fond du forage.

Les tirants d'ancrages

Pour permettre d'exécuter les terrassements jusqu'à une profondeur de 9,70 m à l'intérieur de la fouille, Spie Fondations a mis en œuvre 230 tirants d'ancrage précontraints répartis sur deux lits aux niveaux - 1,500 NAP et - 4,50 NAP.

Avec un espacement maximum de 2,5 m, les tirants des premier et second lits sont précontraints respectivement à 600 KN et 750 KN pour une traction de service de 700 KN et 850 KN suivant les coupes de calcul.

Les ancrages ont été forés dans les sables fins denses et tubés toute hauteur avec une sondeuse Domine DCH114 travaillant en roto-percussion avec un taillant perdu Ø ext. 127 mm et injection d'eau sous pression par le train de tubes Ø ext. 114 mm (photo 5).

Le corps du tirant est constitué d'une armature en acier à très haute limite élastique de cinq ou six torons T15.7 1860 MPa Dywidag livrée prête à l'emploi sur bobine en alternatif gainé/graisé et dégainé.

En fin de forage, l'armature est descendue à l'intérieur du train de tubes pour ensuite permettre d'effectuer l'injection du coulis de ciment C/E = 2 sous pression de 10 à 15 bars par la tête d'injection lors de la remontée des tiges.

Les tirants du second lit ont été réalisés sous la nappe et ont nécessité l'utilisation d'un sas de protection installé au niveau de la réservation sur la paroi moulée.

Deux essais préalables ont été réalisés au démarrage des travaux de tirants et ont permis de valider les hypothèses de dimensionnement des longueurs scellées des tirants injectés dans les sables fins. De plus, tous les tirants de l'ouvrage ont fait l'objet d'une procédure de mise en tension avec une fraction de 1/20 des tirants soumis à des essais de contrôle.

L'essai de pompage

Le succès de cette opération était conditionné à la satisfaction des critères drastiques imposés par le cahier des charges du projet qui n'autorise pas plus

de 10 m³/h de débit d'exhaure en régime permanent pour une fouille de 6400 m² avec 9 m de charge d'eau. En l'occurrence, les venues d'eau pouvaient provenir soit latéralement à travers la paroi moulée soit par le fond à travers la couche d'argile "potk-lei" qui rappelons-le ne mesure qu'un mètre... localement!

Aussi, compte tenu de la très faible valeur du débit autorisé, tous les joints de la paroi moulée ont été équipés de bande plastique "water-stop" mis en œuvre sur toute la hauteur au moyen du système breveté par Spie Fondations.

Pour estimer les débits de pompage en phase définitive après terrassement, il était prévu par sécurité de réaliser un essai de pompage préalable au démarrage des terrassements.

Cet essai avait pour but essentiel de permettre d'effectuer tous les travaux complémentaires d'étanchement qui auraient pu s'avérer nécessaires si la couche d'argile n'avait pas été parfaitement continue.

Une panoplie complète d'instrumentation fut mise en œuvre préalablement au pompage de manière à obtenir le maximum d'information quant à la valeur finale du débit d'exhaure et à l'origine d'une fuite éventuelle, à savoir :

- ◆ 5 piézomètres extérieurs;
- ◆ 10 piézomètres intérieurs;
- ◆ 6 puits de pompage.

Compte tenu de la nature des terrains à vidanger (sables très fins limoneux) et de la très faible valeur de débit à valider au regard de la dimension de la fouille, il a été décidé de maintenir le pompage pendant 6 semaines.

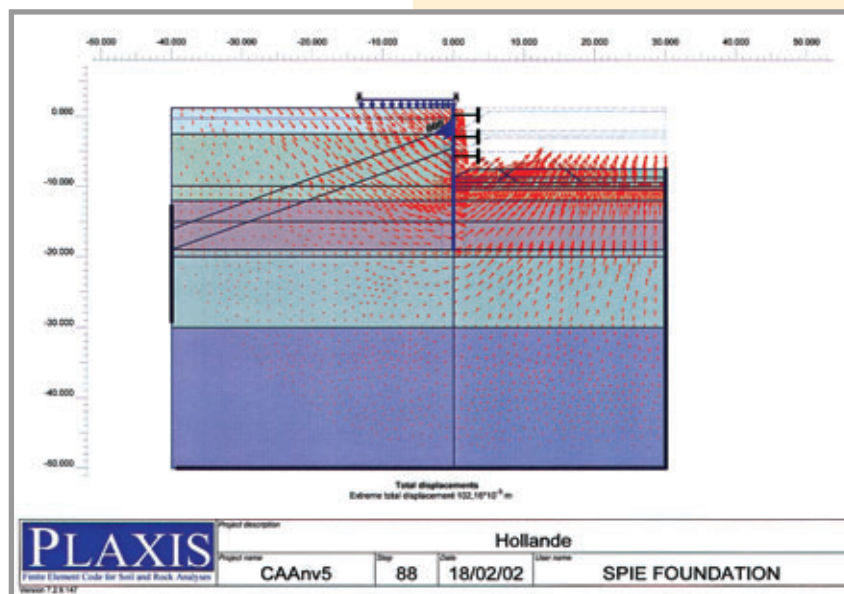
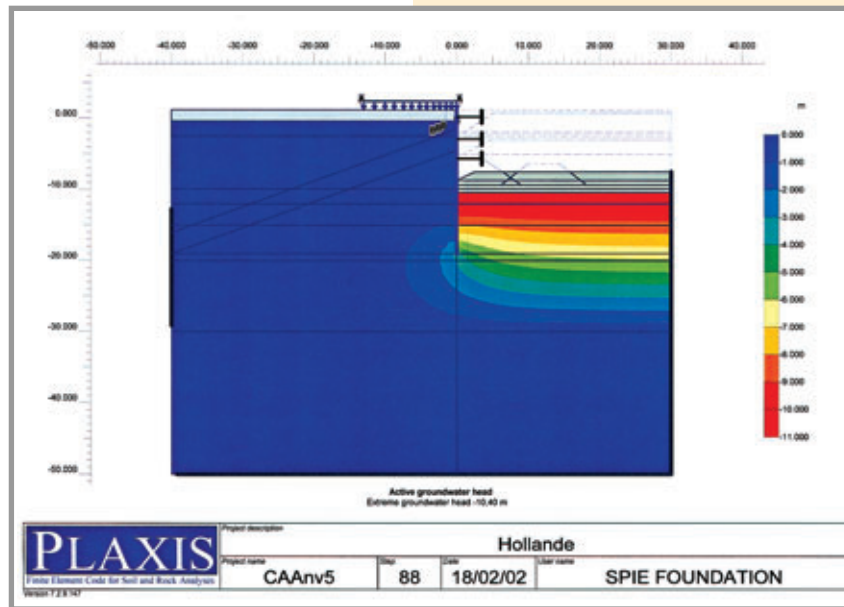
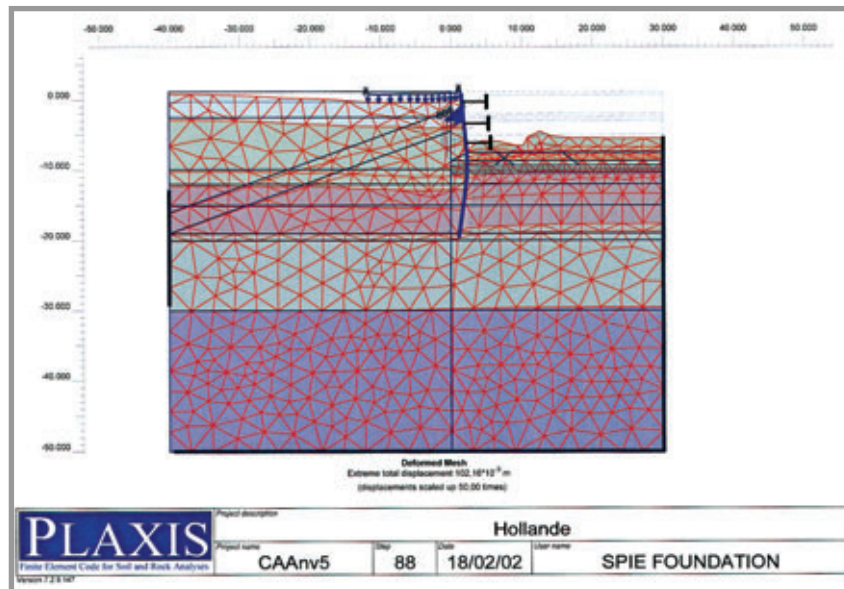
La lecture finale de l'essai après interprétation donna un débit estimé à 4,7 m³/h sans relever de mouvement dans les piézomètres extérieurs à la satisfaction de tous les intervenants.

Le monitoring de la fouille

Au titre de son contrat, Spie Fondations devait la mise en place d'un panel très complet d'instrumentation géotechnique compte tenu de la nature des terrains rencontrés (argiles plastiques surconsolidées) et des dimensions du projet à savoir :

- ◆ 5 inclinomètres dans la paroi moulée;
- ◆ 7 inclinomètres dans le terrain en arrière de la paroi moulée;
- ◆ 100 points de suivi de nivellement en Z sur les structures adjacentes;
- ◆ 20 points de suivi topographiques tridimensionnels fins en X, Y, Z;
- ◆ 4 extensomètres équipés chacun sur cinq niveaux altimétriques dans les argiles;
- ◆ 4 sondes de mesure de pression interstitielle équipées chacune à quatre niveaux dans les argiles.

Spie Fondations a sous-traité l'ensemble de cette prestation à la société Fugro bv.



Figures 6, 7 et 8
Calculs éléments finis
avec le logiciel PLAXIS
*Finite-element
calculations
with the PLAXIS
software*

Le but de cette instrumentation est de suivre le comportement des couches de terrains, les déplacements du soutènement en paroi moulée et les mouvements des avoisinants en cours de terrassement en comparaison avec les prédictions effectuées par calculs aux éléments finis à l'aide du logiciel PLAXIS (figures 6, 7 et 8) et des critères de

**LES PRINCIPAUX
INTERVENANTS**

Maitre d'ouvrage

Akademisch Ziekenhuis Groningen (AZG)

Architecte

Kuiper Compagnons B.V.

Bureau d'études structures

Ingenieursbureau Wassenaar B.V.

Bureau d'études géotechniques

Fugro Ingenieursbureau B.V. (Regio Noord)

Entreprise principale

Meijering & Benus B.V.

Sous-traitant fondations spéciales

Spie Fondations SA

ABSTRACT

The parking lot at the Groningen university hospital centre (Netherlands). A diaphragm wall in a sensitive environment

Ph. Grau

This article describes the nature and complexity of works on the diaphragm wall, supporting wall units and anchorage tie rods performed by Spie Fondations as part of extension work on the university hospital centre of Groningen (A.Z.G.) in the Netherlands, while outlining the design thinking of the various players in the project taking into account a complex geotechnical context in a sensitive environment.

RESUMEN ESPAÑOL

Aparcamiento destinado a vehículos del Centro Hospitalario Universitario de Groningue (Holanda). Una pantalla continua en un entorno sensible

Ph. Grau

Se describe en este artículo la naturaleza y la complejidad de los trabajos de pantalla continua moldeada, barretas y tirantes de anclaje ejecutados por Spie Fondations en el marco de las obras de ampliación del Centro Hospitalario Universitario de Groningue (A.Z.G.) en Holanda, al mismo tiempo que se exponen las reflexiones que han conllevado a los distintos participantes para proyectar estas obras, que se extienden en un contexto geotécnico complejo en un entorno sensible.



Traversées de crêtes montagneuses par forage directionnel pour le pipeline Bolivie-Mato Grosso au Brésil

La pose d'une canalisation de gaz de diamètre 450 mm entre la Bolivie et l'état du Mato Grosso au Brésil représentait un réel challenge pour la préservation de l'environnement. Cette canalisation a été installée perpendiculairement à une série de crêtes montagneuses, parallèles et très encaissées, dans la province du Serrana au nord du parc naturel du Pantanal. Certains de ces franchissements n'ont pas été autorisés avec les moyens de pose traditionnels. L'alternative consistant à contourner la série d'obstacles représentait un allongement sensible du tracé avec des coûts additionnels appréciables. L'alternative finalement retenue tant pour son intérêt économique qu'écologique a été le franchissement des trois crêtes majeures par la méthode du forage horizontal dirigé : la crête Piraputanga sur une longueur de 850 m, la crête Cachoerinha sur une longueur de 943 m et enfin la crête Palmeira sur une longueur de 877 m. Les trois forages dirigés ont été réalisés avec des moteurs à boue et tricônes de 257 mm, guidés par un système de détection électromagnétique, puis alésés en deux passes successives de 550 mm et 750 mm. La géologie rencontrée variait des shales argileux aux quartzites extrêmement durs et abrasifs. Les trois opérations de tirage des conduites dans leurs tunnels respectifs se sont passées sans le moindre problème.

LE CONTEXTE ENVIRONNEMENTAL ET LE CHALLENGE TECHNIQUE

Lorsque GasOcidente do Mato Grosso (GOMT), une société brésilienne détenue conjointement par Enron et Shell, a lancé les études pour la construction du nouveau pipeline Bolivie - Mato Grosso long de 200 km et destiné à alimenter en gaz la nouvelle usine thermoélectrique de Cuiaba, elle s'est trouvée confrontée à un challenge majeur, qui s'étalait sur un bon tiers du tracé envisagé : une série de crêtes montagneuses abruptes dans la province du Serrana, une région écologiquement très sensible et présentant un relief géomorphologique unique (figure 1). L'équipe de projet a en particulier rencontré de grandes difficultés pour obtenir les permis de pose au travers de certaines de ces crêtes.

La méthode de pose conventionnelle d'un pipeline nécessite l'ouverture d'une piste de 20 à 30 m de large avec son déboisement, et l'excavation d'une tranchée de 1 à 2 m de profondeur au travers de montagnes abruptes, aux pentes fragiles et susceptibles d'érosion rapide pendant les saisons des pluies.

L'une des alternatives pour installer ce pipeline en méthode traditionnelle, était de contourner ces montagnes par le sud, en bordure de la réserve naturelle du Pantanal; mais ce contournement n'a pas été autorisé par l'agence nationale brésilienne de

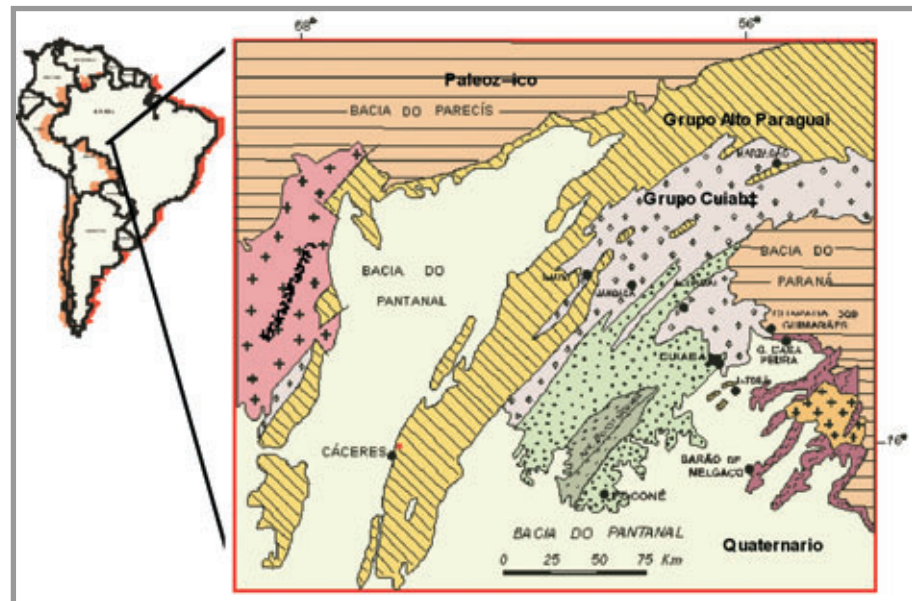


Figure 1
Carte géologique simplifiée et emplacement de la zone des crêtes du Serrana, MT. (Modif Quadros, 2001)

Simplified geological map and location of the Serrana peaks region, MT. (Modif Quadros, 2001)

l'environnement (IBAMA). D'autre part ce long détour aurait entraîné de très importants coûts additionnels, ainsi que la construction de stations de compression supplémentaires. GOMT en est donc revenu au tracé initial.

Tout au long de l'étude de ce tracé, la préservation de l'environnement a été au centre des préoccupations. Les reconnaissances détaillées des sites ont amené à corriger par endroit le tracé initial du pipeline, en particulier de façon à préserver la faune particulière des nombreuses cavités de la région. De même, la réallocation des orchidées sauvages sur le corridor de pose, le contrôle de l'érosion dans les escarpements et la préservation

► des eaux de sources ont été des préoccupations constantes.

Tout ceci a donc amené les différents acteurs à envisager le franchissement des crêtes les plus abruptes par tunnel ou en forage dirigé, sous le niveau marquant le tiers supérieur de chaque crête, classifié comme "aire de préservation permanente".

L'analyse comparative de ces méthodes tant du point de vue économique que de l'impact sur l'environnement a finalement conduit les acteurs à choisir le forage horizontal dirigé comme étant la méthode la plus adéquate pour le franchissement des trois crêtes Piraputanga, Cachoeirinha et Palmeira (figure 2).

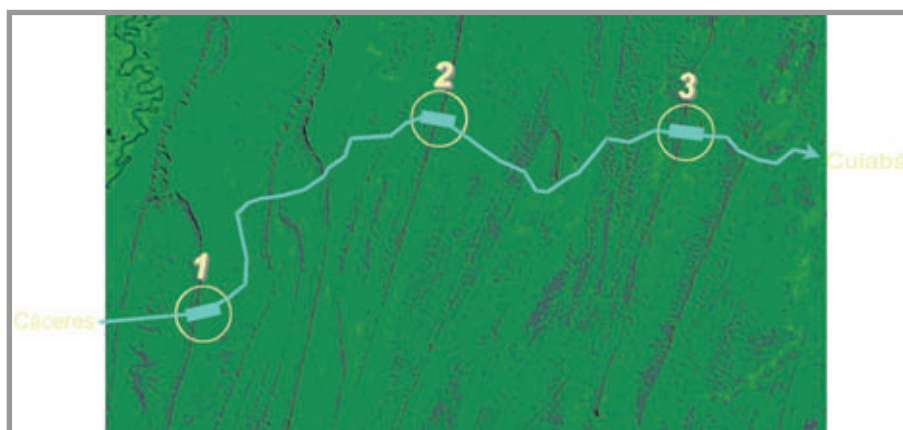


Figure 2
Crêtes du Serrana.
1) Piraputanga.
2) Cachoeirinha.
3) Palmeira (Duraõ, 2001)

Serrana peaks.
1) Piraputanga.
2) Cachoeirinha.
3) Palmeira (Duraõ, 2001)

Enfin, une autre préoccupation majeure du donneur d'ordre, ainsi que de l'Etat brésilien, était la rapidité de construction du nouvel ouvrage : lorsque le marché de forage dirigé a été attribué à Horizontal Drilling International SA (HDI) et son partenaire brésilien Intech en juillet 2000, l'usine thermique de Cuiaba était en phase de réception, et les deux tiers du nouveau pipeline étaient terminés, y compris quatre traversées de grosses rivières réalisées en forage dirigé par HDI au cours du premier trimestre 2000. Il faut aussi se souvenir qu'à l'époque, le Brésil avait souffert de nombreuses coupures d'approvisionnement électrique ; il y avait donc, en outre, une énorme pression politique sur tous les opérateurs du pays, et GOMT en particulier, pour qu'ils mettent en service au plus vite leurs nouvelles tranches de production.

■ LA TRAVERSÉE DE LA CRÊTE PIRAPUTANGA

Les travaux sur la première des trois crêtes ont débuté fin août 2000, avec une foreuse HD 650 de HDI (tirage 2500 kN et couple 110000 Nm) et ses équipements annexes, pompes à gros débit et unité de recyclage des fluides. A l'époque les informations géologiques disponibles étaient extrêmement succinctes, faute d'accès possible aux sites des

travaux. Seuls deux carottages de 25 m avaient pu être réalisés à proximité des points prévus d'entrée et sortie du forage avec une sondeuse acheminée par hélicoptère, mettant en évidence des couches alternées de grès et shales de résistance à la compression modérée, inférieure à 860 bars pour tous les échantillons testés. Une recherche bibliographique avait confirmé ces résultats.

HDI avait en conséquence choisi de forer deux trous parallèles, en forme classique d'arc inversé, le deuxième trou devant servir de ligne de retour des fluides pendant les alésages du premier trou.

En fait, pratiquement toute la première moitié de cette traversée a dû être forée dans une formation quartzite, se révélant extrêmement dure et abrasive. Des échantillons prélevés dans ce forage ont été testés en laboratoires et ont révélé une résistance à la compression simple de 2500 et 3215 bars ! Très rapidement, la qualité et les quantités des tricônes de forage et des molettes d'alésage ont été ajustées pour pallier l'usure excessivement rapide observée sur les outils de fond de trou. En particulier, les outils de type minier se sont révélés plus performants que les outils pétroliers utilisés classiquement pour ce genre de travaux.

En outre, le premier trou foré a intercepté une très importante réserve d'eau météorique, dans une zone de fractures reposant sur une couche de shale imperméable. Ceci prit tout le monde par surprise et les volumes de fluides de forage se sont mis à augmenter de façon dangereuse du fait de la dilution. Il fut alors décidé de forer la ligne de retour parallèle légèrement plus haute, de façon à drainer la source d'eau pour ensuite la canaliser vers la rivière de la vallée, pendant que les alésages se poursuivaient sur le premier trou, avec une interférence minimale des eaux de source. Ce procédé, mis en place avec l'aval de Ibama, s'est révélé parfaitement efficace.

Finalement, après 127 jours d'efforts continus 24 heures sur 24 et 7 jours sur 7, les 850 m de pipeline 450 mm revêtus en Powercrete 3 mm furent tirés en quelques heures dans le trou foré sous la crête Piraputanga à la satisfaction de tous les acteurs. La faisabilité de la chose était donc prouvée.

■ UNE NOUVELLE APPROCHE DU PROJET

Au vu de l'expérience acquise sur le premier franchissement, beaucoup d'aspects techniques furent reconsidérés dans le but d'accélérer les travaux, alors que la construction du reste du pipeline touchait à sa fin. Les deux autres crêtes se trouvaient dans des zones d'accès très longs et difficiles et les travaux allaient désormais être menés simultanément. Pour se faire un deuxième cirque de forage HD 650 complet avait été amené à pied d'œuvre,

ainsi que d'importantes capacités de pompage supplémentaires.

L'ensemble du personnel spécialisé sur le projet se montait dès lors à 125 personnes et deux bases vie étaient désormais opérationnelles à proximité des plates-formes de forage taillées dans la montagne. Deux hélicoptères allaient assurer les rotations d'outils et personnel de contrôle nécessaires. Les travaux allaient continuer sur une base de 24 heures sur 24 et 7 jours sur 7 sur les deux sites. Cependant il restait à répondre à la question principale, à savoir quelle géologie allait-on trouver à l'intérieur de ces deux montagnes? Les carottages disponibles étaient similaires à ceux de la crête Piraputanga. Il fut donc décidé d'envoyer une équipe de géologues et hydrogéologues qualifiés de HDI/Intech faire un *survey* de surface de ces deux crêtes. La classification des échantillons collectés en surface, ainsi que l'observation des failles et fractures apparentes permit à cette équipe de préparer une section géologique transversale de chaque crête (figure 3 et photo 1). Sur la base de ces résultats nos ingénieurs foreurs préparèrent de nouveaux programmes de forage ainsi que le programme d'approvisionnement des outils de coupe en qualité et quantité nécessaires adaptés à chaque couche géologique.

Les profils de forage furent également modifiés, de façon à faire un usage optimal de la gravité pour le nettoyage des trous. Les points de sortie furent ainsi positionnés respectivement 38 m et 75 m plus haut que les points d'entrée des crêtes Cachoeirinha et Piraputanga. Le nouveau plan prévoyait, en outre, de ne forer qu'à l'eau et de ne forer qu'un trou par site, ce trou étant ensuite ouvert en "poussant" les outils de coupe depuis la foreuse, de façon à forcer l'écoulement de l'eau et des débris de coupe vers le chantier de forage, où ils sont filtrés par les unités de séparations.

Le contrat entre le donneur d'ordre et HDI/Intech fut également ajusté de façon à inclure des primes (et pénalités) de performance, ainsi que des primes de sécurité de façon à ce qu'en aucun cas la sécurité ne soit sacrifiée au profit de la rapidité d'exécution.

■ LA TRAVERSÉE DE LA CRÊTE CACHOEIRINHA

La coupe géologique et la colonne de forage développée par l'équipe de géologues de HDI/Intech pour ce site s'est révélée remarquablement précise (figure 3) et le forage pilote long de 943 m s'est déroulé sans problème, en avance sur le planning de construction.

Pour les alésages à l'avancement, les équipes de HDI - Intech ont utilisé un Dozer D9 dans la pente opposée au site de forage, de façon à maintenir le train de tiges en tension et appliquer en

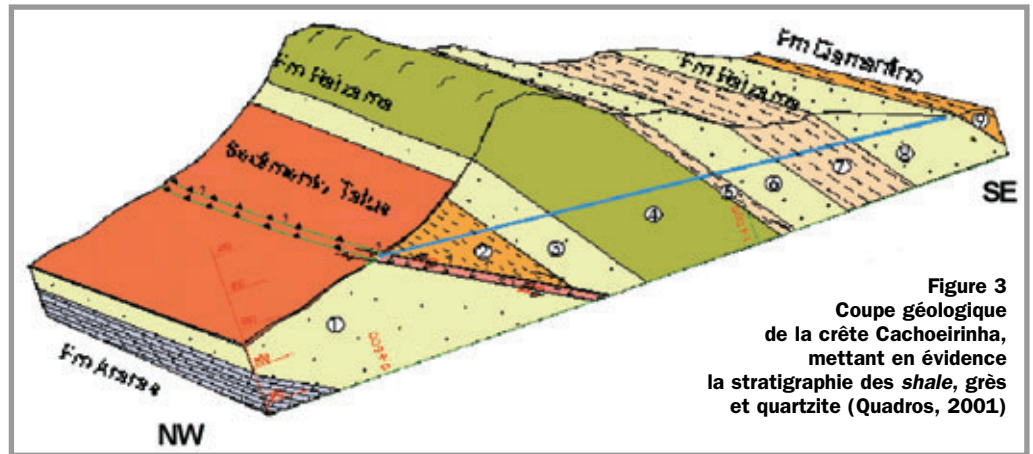


Figure 3
Coupe géologique de la crête Cachoeirinha, mettant en évidence la stratigraphie des shale, grès et quartzite (Quadros, 2001)



Geological cross section of Cachoeirinha peak, highlighting the stratigraphy of the shales, sandstones and quartzite (Quadros, 2001)

Photo 1
Préparation en fond de vallée de la section de pipeline à tirer dans le trou de forage

Preparation, in the valley bottom, of the section of pipeline to be drawn in the drill-hole

coordination avec la foreuse le poids nécessaire sur l'outil de coupe. Bien que les capacités de pompage aient été augmentées (trois pompes de 2200 l/mn), le transport des débris de coupe le long du trou est resté très problématique après le premier tiers du forage : à cet endroit le profil du forage rejoint l'altitude du point d'entrée et le trou est "sec" au-delà et jusqu'au point de sortie à chaque arrêt des pompes pour changement de tige sur la foreuse, l'eau dévalant la pente jusqu'à la partie immergée du trou. La conséquence fut une accumulation des graviers à la transition entre les zones sèche et immergée du trou ; ce qui a nécessité de nombreux passages de nettoyage et engendré quelques bris d'outils, tous "repêchés" expertement.

D'autre part, les temps nécessaires pour les changements d'outils se sont trouvés allongés par rapport à ceux observés sous la crête Piraputanga puisque, conformément à ce que laissait prévoir la colonne de forage, la couche quartzite, épaisse de 380 m, se trouvait en section centrale de la crête, alors qu'elle se trouvait dans la première moitié de la crête précédente.

Simultanément, une section de conduite 450 mm de 950 m de long était soudée, revêtue et testée au fond de la vallée adjacente (photo 1) et acheminée jusqu'au point de sortie sur des rouleaux de lancement ; une rampe de lancement spectaculai-

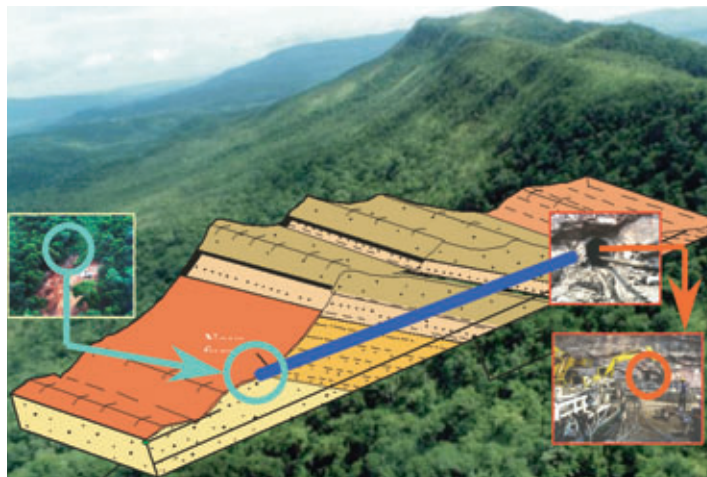


Photo 2
Vue aérienne de la crête de Palmeira et sa coupe géologique avec le détail des points d'entrée et de sortie du forage
Aerial view of Palmeira peak and its geological cross section with details of drilling entry and exit points



Photo 3
Le début du tirage, côté préfabrication de la conduite
Start of drawing, at the prefabrication end of the pipe

géologue jugeât le risque d'intercepter une source d'eau météorique très faible, au regard de la séquence géologique identifiée.

En fait le forage pilote et les deux alésages se sont cette fois remarquablement bien passés, malgré quelques bris d'outils de fond de trou engendrant quelques pertes de temps pour les repêcher. Les équipes de forage ont pu réduire au mieux les durées de changement d'outil du fait du positionnement favorable (en début de forage) des zones quartzites très abrasives. D'autre part, comme prévu, ce forage n'intercepta aucune poche d'eau et une boue bentonitique put être utilisée lors du second alésage, améliorant grandement l'évacuation des débris de coupe. Le résultat est que chaque phase des travaux fut réalisée en avance sur le planning, la conduite de 877 m étant tirée après 48 jours de travaux, une semaine en fait avant le tirage de la Cachoheirinha (photos 3 et 4)!

Par conséquent, c'est l'ensemble du projet de forage dirigé qui s'est terminé 31 jours en avance sur le planning, à la très grande satisfaction de Gasocidente do Mato Grosso, et le 14 juillet 2001, la centrale thermoélectrique de Cuiaba prenait livraison de son premier mètre cube de gaz.

■ CONSIDÉRATIONS FINALES

Pendant toute la durée d'exécution de ces travaux, les différents acteurs de ce projet, que ce soit le donneur d'ordre, les organismes de contrôle de l'Etat brésilien et les entreprises de construction, ont démontré un grand souci de préserver l'environnement majestueux des crêtes du Serrana et ont œuvré de concert pour minimiser l'impact du pipeline sur la nature. Une planification appropriée et un suivi rigoureux des opérations ont permis de résoudre tous les problèmes, prévus et imprévus.

Le principal aspect à retenir de ce projet hors normes est donc l'efficacité du procédé de forage horizontal dirigé même en présence de roches extrêmement dures et abrasives, ce qui s'est traduit par la préservation de la faune et de la flore locales si particulières, la réduction du temps de construction, la concentration des moyens de construction sur des plates-formes d'encombrement restreint, l'absence d'excavations et terrassements de grands volumes n'engendrant donc aucun besoin de revégétalisation des sites, et la préservation intégrale du tiers supérieur des crêtes montagneuses (aires de préservation permanente d'après la législation). De même le risque de dommage aux aquifères s'est révélé mineur et est entièrement resté sous contrôle. Les niveaux de recharge seront rapides du fait de la structure clastique grossière des roches formant les couches réservoirs. L'évaluation préalable des interférences possibles avec les aquifères, couplée d'une supervision méticuleuse des opérations

MOYENS MIS EN ŒUVRE

- 2 cirques de forage HD 650 complets
- 6 pompes à gros débit type EW 446 et Continental Emsco 500
- 17 pompes de transfert, marques Sellwood et Godwinn
- 5000 m de tiges de forage 5 in. grades S 135
- 47 m de tiges de forage amagnétiques
- 75 m de tiges de forage heavy weight
- 5 doubles-kits de contrôle directionnel
- 7 moteurs à boue 6 in. 3/4
- 28 tricônes de forage diamètre 9 in. 7/8 et 10 in. 1/8
- 17 corps d'aléseurs
- 54 séries de 3 molettes et bras d'aléseurs pour diamètres 550 mm et 750 mm
- 15 aléseurs Split Bit diamètres 550 mm et 750 mm
- 7 centreurs Ø 500 mm et 700 mm
- 6 outils de repêchage
- 6 dozers D7 et D9
- 4 pelles hydrauliques
- 4 grues 25 t
- 4 postes à souder
- 65 rouleaux de lancement
- 6 générateurs 250 kVA
- 50 containers d'habitation
- 4 châteaux d'eau
- 2 hélicoptères



re fut ensuite élevée (par endroits haute de 14 m) pour amener la conduite dans l'axe du trou foré. Finalement, 93 jours après le premier tour de moteur à boue, la conduite revêtue de Powercrete fut tirée, très facilement et avec de très faibles forces de tirage, à peine quatre jours en retard sur le planning développé pour cette traversée.

■ LA TRAVERSÉE DE LA CRÊTE PALMEIRA

Là encore la colonne de forage développée par nos géologues s'est révélée d'une remarquable qualité, identifiant deux épaisses couches quartzites couvrant presque intégralement la première moitié de la traversée (photo 2).

Cette crête se trouve dans un endroit extrêmement reculé et difficile d'accès, et il a fallu un mois et demi pour acheminer à pied d'œuvre un cirque de forage complet, monté sur trois plates-formes en paliers, taillées dans la montagne.

Au vu des problèmes de nettoyage du trou observés lors des alésages de la Piraputanga, qui à l'époque étaient déjà bien engagés, nos ingénieurs ont opté pour un forage rectiligne, avec un angle ascendant de 5° de façon à réduire les dépôts de graviers dans le trou. Il était d'autre part toujours prévu de ne forer qu'à l'eau, bien qu'un hydro-

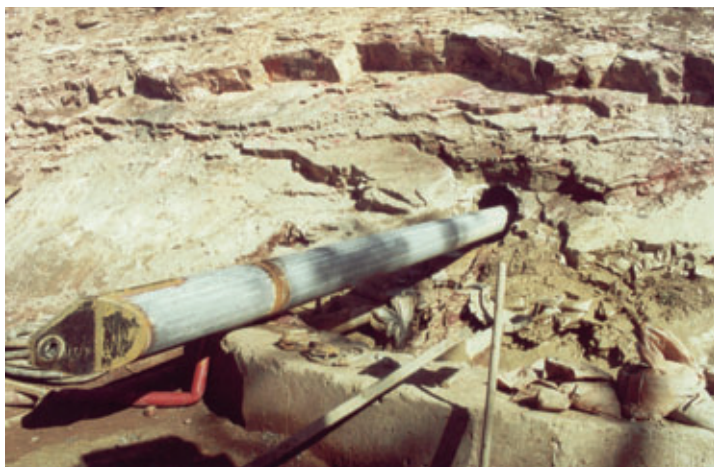


Photo 4
Le tirage est terminé, côté foreuse
Drawing is completed, at the drill end

a donc permis une exécution des trois forages dirigés avec un impact minimal sur l'environnement.

■ BIBLIOGRAPHIE

[Duraõ, A.M. – 2001] – *Furo Direcional como Alternativa Minimizador de Impactos Ambientais na Implantação do Gasoduto Bolívia – Mato Grosso*. International Geography Seminar, Havana, Cuba.

[Quadros, A. – 2001] – *Detailed Geological Survey of the Palmeira ridge and the Cachoeirinha ridge*. Internal Report HDI – Intech, Sao Paulo, Brasil.

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maitre d'ouvrage

Pantanal Energia

Maitre d'œuvre

GasOcidente do Mato Grosso

Organisme de contrôle "Environnement"

Ibama

Organisme de contrôle "Sécurité"

Dammes & Moore

Entreprise

Consortium Horizontal Drilling International SA
- Intech Engenharia Ltda

Sous-traitant pipeline

Bueno

Fournisseurs outils de fond de trou

HDI, Horizontal Technology, Inrock, Smith Mining,
Weatherford Brasil, Christensen Roder

Fournisseurs pompes

HDI, Halliburton, BJ Services

Montant du marché de forage dirigé : 22 M US\$

ABSTRACT

Drilled crossings across quartzite ridges for the pipeline Bolivia-Mato Grosso in Brasil

D. Pellerin

The laying of the 450 mm diameter Bolivia - Mato Grosso gas pipeline across a series of high, parallel, elongated mountains with steep scarps in the Serrana Province, between Cáceres and Cuiabá, Mato Grosso state, Brasil, constituted a great technical challenge for the environmental preservation. The gas pipeline was not allowed to go across the crest of some of these mountains using conventional surface methods. The alternative of bypassing the mountains would have meant an extended additional path, with appreciable additional cost. The economically viable alternative for laying the gas pipeline was the drilling of horizontal directional wells through the most critical mountains : Piraputanga Ridge with 850 m, Cachoeirinha Ridge with 943 m and Palmeira Ridge with 877 m. The horizontal directional wells consisted of a pilot hole with a diameter of 257 mm (10.14 inches), drilled with a mud motor and guided via an electronic orientation sensor system. The first enlargement of the pilot hole increased the diameter to 550 mm and the last one to 750 mm. The geology encountered varied from soft shale to very hard and extremely abrasive quartzite. All three pulling operations of the pipes along the horizontal wells went smoothly.

RESUMEN ESPAÑOL

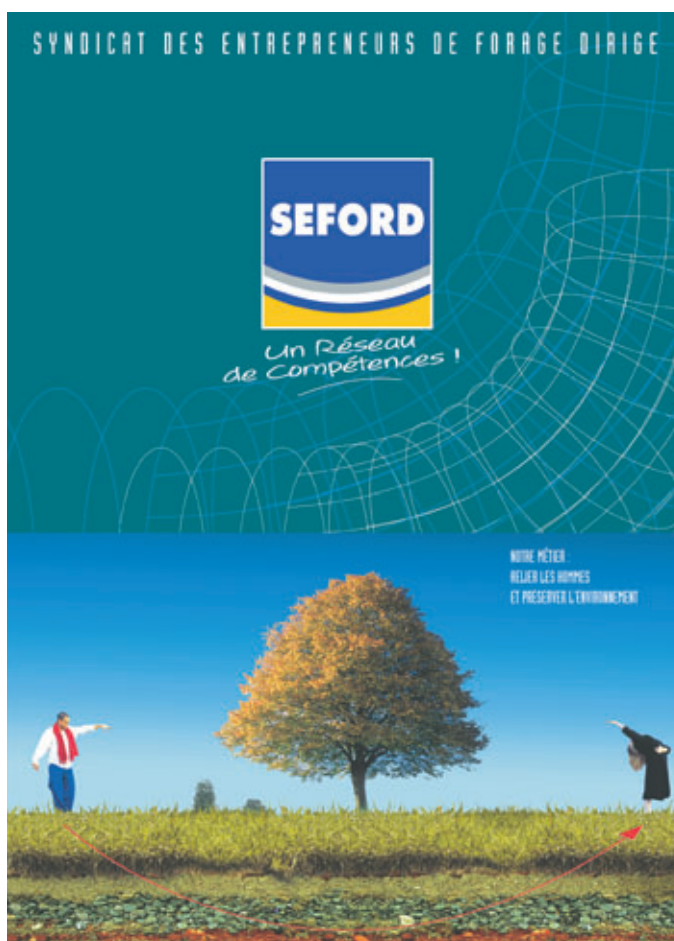
Travesías de cresterías montañosas por perforación direccional, para el oleoducto Bolívia-Mato Grosso, en Brasil

D. Pellerin

El tendido de una canalización de gas de 450 mm de diámetro, entre Bolívia y el estado del Mato Grosso, en Brasil, representaba una real dificultad a vencer para preservar el medio ambiente. Esta canalización se ha instalado perpendicularmente a una serie de cresterías montañosas, paralelas y sumamente angostas, en la provincia del Serrana, al norte del parque natural

del Pantanal. Algunas de estas travesías no se han autorizado con los medios de tendido convencionales. La alternativa consistente en rodear la serie de obstáculos representaban un alargamiento muy apreciable del trazado, con costes adicionales considerables. La alternativa finalmente adoptada tanto por su interés económico como ecológico ha consistido en salvar las tres cresterías principales aplicando el método de la perforación horizontal dirigida : la cresta Piraputanga sobre una longitud de 850 m, la crestería Cachoeirinha, sobre una longitud de 943 m y, finalmente, la crestería Palmeira sobre una longitud de 877 m. Las tres perforaciones direccionales se han llevado a cabo mediante motores para lodo y barrenas tricónicas de 257 mm, con un guiado por sistema de detección electromagnética y posteriormente, ampliadas en dos pasadas sucesivas de 550 mm y 750 mm. La geología con que se ha tropezado variaba desde shales arcillosos hasta las cuarcitas extraordinariamente duras y abrasivas. Las tres operaciones de tendido de los conductos en sus túneles respectivos se han efectuado sin el menor problema.

SEFORD : un nouvel élan



Section du Soffons (Syndicat des Entrepreneurs de Sondages, Forages et Fondations Spéciales), le Seford (Syndicat des Entrepreneurs de Forage Dirigé), créé depuis 1999, a pris un nouvel élan en décidant de structurer le métier du forage dirigé et de promouvoir une technique de pointe.

Le Seford a donc résolu d'orienter son action vers deux objectifs, l'un interne : fédérer les entreprises autour de critères de travail précis et d'une éthique commune, l'autre tourné vers l'extérieur et plus particulièrement les maîtres d'œuvre : développer une charte de travail intégrant à la fois les requêtes légitimes des donneurs d'ordre et les contraintes inhérentes au métier du forage horizontal et au respect de l'environnement.

■ UNE VOLONTÉ : FÉDÉRER LES ENTREPRISES ET PROMOUVOIR UN MÉTIER

Bien que regroupés au sein de la FNTF et du Soffons, les entrepreneurs de forage dirigé n'avaient pas encore vraiment marqué leur différence et fait

valoir la spécificité et la technicité de leur métier de manière collective.

Pour lutter contre ce manque de cohésion et donner plus de poids à leur discours, le bureau élu en mai 2000 décida d'élaborer une charte qualité que les foreurs s'engageraient à respecter et de promouvoir le métier à la fois par le biais de la communication et par celui de la formation professionnelle.

L'élaboration de la charte qualité

La commission Critères réunie pour la première fois en juillet 2000 fut à l'origine de cette charte.

Composée de représentants de six entreprises confirmées dans leur métier, elle avait pour mission d'élaborer les grandes lignes concernant les critères d'appartenance, de travail et de technique qui composeraient le label du Seford.

Fruit d'un patient travail d'écoute des donneurs d'ordre, d'observation des méthodes de travail des entreprises et de réflexion sur les valeurs que les entrepreneurs voulaient promouvoir, la charte qualité s'articula donc autour des neuf points suivants :

1. Assister le maître d'œuvre et le maître d'ouvrage dans leurs projets ;
2. Fournir une offre structurée ;
3. Respecter les règles de l'Art et les normes en vigueur ;
4. Prévenir les risques de pollution et de nuisances ;
5. Garantir la traçabilité des travaux depuis la phase étude jusqu'à la réception ;
6. Assurer la formation permanente du personnel ;
7. Mettre en œuvre les moyens nécessaires au respect des critères du label ;
8. Promouvoir l'image du Seford ;
9. Assumer les décisions de la commission d'attribution et de reconduction du label.

Voulue au départ par un petit nombre d'entreprises, cette charte regroupe aujourd'hui 28 entrepreneurs de forage, qui ont rejoint le Seford et accepté les règles déontologiques ainsi que les critères de sélection des entreprises.

Chaque nouvel adhérent est parrainé par deux entreprises déjà adhérentes et fait l'objet d'un accompagnement amical pendant un an, notamment pour les débutants dans le métier. Ce parrainage, loin d'être le symbole d'un système élitiste de cooptation, représente la volonté des membres du Seford de donner ses lettres de noblesse au métier de foreur, évitant ainsi à des novices de se fourvoyer dans des projets hasardeux.

Cette volonté de promouvoir l'image du métier de foreur se traduit également par la création d'un site



pour le forage dirigé

Internet (en cours) dont la livraison est prévue au printemps 2002.

La création d'un site Internet

La réalisation du projet a été confiée à la société Quadrilatère de Bourges. Ce site sera accessible aux adhérents comme aux non adhérents, aux entrepreneurs comme aux maîtres d'ouvrage. En partenariat avec les principaux fournisseurs de matériaux et matières premières, il permettra aux entrepreneurs comme aux donneurs d'ordres d'avoir accès à une sélection d'entreprises "labellisées" Seford, et de découvrir les améliorations et les nouvelles techniques proposées par chacune d'entre elles, en terme de services comme de produits.

Par ailleurs, le Seford est déjà présent lors des manifestations importantes telles Réseaux Expo, à Bordeaux en 2000, où s'est déroulé le baptême du Seford sous le haut parrainage de M. Tardy, président de la FNTP, à Montpellier en 2001 avec le lancement de la réflexion sur le site Internet, et bientôt à Orléans en 2002. Invité de la FSTT, le Seford était également présent à VST en 2001. Cette volonté d'être présent au cœur des "événements mondains" organisés par des professionnels est le reflet de l'esprit avec lequel les membres du bureau ont appréhendé leur mission : représenter et promouvoir non pas des intérêts particuliers, mais un ensemble d'entreprises regroupées autour d'un label Seford.

Conscients toutefois que les efforts entrepris pour promouvoir les métiers du forage et parvenir à imposer un système de qualité ne pouvaient être efficaces dans le temps qu'au travers de la formation professionnelle, le Seford s'est engagé dans la mise en place d'une filière forage en partenariat avec l'AREF Ile-de-France.

La création d'une filière foreur

Nombreuses sont les entreprises de forage qui se sont heurtées à la difficulté de recruter du personnel qualifié. Il existe certes des foreurs issus de la branche pétrolière ou de recherche d'eau qui sont tout à fait compétents, mais empreints d'une culture particulière qui est parfois difficile à adapter aux contraintes du forage dirigé. De même, il n'existe parmi les filières de l'enseignement supérieur aucun module consacré à la technique particulière du forage dirigé. A peine le sujet est-il évoqué lors de certains enseignements consacrés aux sondages. Partant de ce constat, le Seford a délégué à quelques



Mise en place d'un fourreau pour câble électrique 90 kV. Atelier de forage

*Laying a sheath for 90 kV electric cable.
Drilling equipment*

membres réunis en commission la mission de se rapprocher à la fois des organismes de formation et des organismes de financement de la formation professionnelle, afin de jeter les bases d'un partenariat concret et efficace, devant déboucher d'une part sur un enseignement des techniques du forage dirigé parmi les étudiants des filières susceptibles d'être concernées et d'autre part sur la formation professionnelle continue des salariés des travaux publics.

A ce stade du travail effectué, une convention de partenariat a été signée entre l'ESIP (Ecole Supérieure d'Ingénieurs de Poitiers) et le Seford pour la rentrée 2001-2002. Aux termes de cette convention, l'ESIP s'engage à introduire dans sa formation aux travaux souterrains un volet relatif aux nouvelles techniques de pose de réseaux, à proposer aux élèves ingénieurs des projets relatifs aux problèmes techniques des travaux sans tranchée et à fournir les résultats de ces études au Seford. Parallèlement, le Seford s'engage à faire connaître les techniques de forage dirigé par le biais de conférences, à suivre les étudiants dans leurs projets en leur fournissant des données relatives à l'exécution des travaux, à organiser des visites de chantier et à accueillir des stagiaires.

En ce qui concerne la formation professionnelle continue, les pourparlers sont toujours en cours avec l'AREF afin de déterminer, au niveau national, toutes les modalités d'application de la convention en passe d'être signée, le principe en étant déjà acquis.

Néanmoins, les efforts consacrés à développer les techniques sans tranchée seraient vains s'ils ne s'accompagnaient dans le même temps d'une réelle volonté d'ouverture vers les maîtres d'ouvrage et les maîtres d'œuvre, afin de mieux connaître leurs aspirations et leurs contraintes et de mieux leur faire comprendre les propres contraintes et besoins des entrepreneurs. Le but fixé était donc de

**Arrivée
d'un faisceau
(côté départ)**
*Arrival of a wiring
bundle (lead-out end)*



**Mise en place
d'un fourreau
pour câble
électrique 90 kV.
Fouille d'introduction
du fourreau**

*Laying a sheath
for 90 kV electric
cable. Excavation
to insert the sheath*



► développer une charte de travail avec les donneurs d'ordre, afin d'harmoniser les méthodes de travail et les relations.

■ UN BUT : DÉVELOPPER UNE CHARTE DE TRAVAIL AVEC LES DONNEURS D'ORDRES

Parmi les principaux points à travailler entre les entrepreneurs et les donneurs d'ordres, deux ont pour le moment fait l'objet d'une attention particulière, à savoir les études préalables aux travaux en amont, et en aval les impacts du travail en sous-sol après la réalisation proprement dite.

Un rapport sur les études préalables

Ce premier point a déjà fait l'objet d'une publication dans le magazine *TST (Techniques sans Tranchées)* en juillet 2001 : il s'agissait du rapport de

l'Atelier 7 de la FSTT (French Society for Trenchless Technology) sur les études de sol préalables à la réalisation des travaux en sous-sol, rapport à l'élaboration duquel ont participé plusieurs membres du Seford.

Indispensable aux entrepreneurs, base de tout travail, c'est elle qui permettra de déterminer le choix d'une technique, d'évaluer les risques de telle ou telle option, et de choisir le matériel le plus adapté afin d'obtenir un prix qui soit en adéquation avec les moyens mis en œuvre. C'est pourtant souvent, et nombre de professionnels le regrettent, l'élément qui est traité avec le moins de précision, cette économie de moyens entraînant fatalement des surprises désagréables en cours de réalisation des travaux, ce qui engendre inévitablement des retards et des surcoûts.

Ayant ainsi clairement déterminé les besoins des entrepreneurs en expliquant les raisons de leurs exigences, les rapporteurs de cette commission ont pu faire un pas vers une meilleure prise en compte de l'entreprise par les donneurs d'ordres, un pas vers la reconnaissance et le respect du savoir-faire des entrepreneurs.

A l'inverse, on avait pu noter dans certains cas de la part des entrepreneurs une méconnaissance des contraintes auxquelles sont soumis les maîtres d'ouvrage, notamment la SNCF, qui avait eu quelques problèmes à déplorer suite à des interventions malheureuses.

Un groupe de travail fut donc créé à l'initiative du groupe de travail pour étudier avec des représentants du Département des Ouvrages d'art du Patrimoine de la SNCF les causes des problèmes qu'ils avaient rencontrés et trouver les parades à ces problèmes. Par ailleurs, les informations recueillies ont été retransmises aux membres du Seford, pour étude et réflexion.

L'élan est donc donné pour le développement du forage dirigé à l'intérieur de l'hexagone, et pour une meilleure concertation entre entreprises et donneurs d'ordres.

Il reste encore beaucoup à faire, mais les volontés ne manquent pas, pas plus que les compétences. Toutefois le Seford s'est également donné pour mission d'amplifier son action pour l'amener à l'échelle européenne. S'ouvrir à l'Europe, aux marchés européens, donner aux entrepreneurs français l'opportunité d'élargir leur champ d'action comme leurs connaissances, c'est un projet qui prend forme avec l'adhésion du Seford au DCA (Drilling Contractors Association).

En effet, invité par Hans Ringers, président du DCA, à intervenir pour présenter le Seford lors de leur 6^e Congrès annuel à Strasbourg en octobre 2001, le Seford est aujourd'hui adhérent à part entière de ce syndicat européen.

La route est ouverte...

Les travaux souterrains à l'international

Vingt-huitième réunion annuelle Sydney 2002 de l'AITES (Association internationale des travaux en souterrains)

L'Association internationale des travaux en souterrain a organisé sa vingt-huitième réunion annuelle à Sydney du 2 au 6 mars 2002, en liaison avec le World Tunnel Congress 2002 organisé par le groupe national australien de l'AITES (AUCTA). Elle a réuni des représentants, délégués, observateurs et membres des groupes de travail de 34 des 52 nations membres de l'association.

■ NATIONS MEMBRES REPRÉSENTÉES

Afrique du Sud, Allemagne, Australie, Autriche, Belgique, Brésil, Canada, Colombie, Corée, Danemark, Egypte, Etats-Unis d'Amérique, Finlande, France, Grèce, Iran, Italie, Japon, Lesotho, Maroc, Norvège, Nouvelle-Zélande, Pays-Bas, Pologne, République Tchèque, Roumanie, Royaume-Uni, Russie, Singapour, Slovaquie, Suède, Suisse, Thaïlande, Turquie.

■ MEMBRES NATIONAUX NON REPRÉSENTÉS

Algérie, Arabie Saoudite, Argentine, Bulgarie, Chili, Chine, Croatie, Espagne, Hongrie, Inde, Islande, Israël, Malaisie, Mexique, Portugal, Slovaquie, Ukraine, Venezuela.

■ NOUVEAU BUREAU EXÉCUTIF

Voir tableau I.

■ NOUVEAUX MEMBRES

L'association a enregistré l'adhésion de deux nouvelles nations membres (Chili et Croatie) et de 11 nouveaux membres affiliés (1 membre collectif et 10 membres individuels); ce qui porte le nombre total à 52 nations membres et 273

membres affiliés (92 membres collectifs et 181 membres individuels) compte tenu des radiations et des démissions.

■ COMMUNICATION

Tribune

L'année dernière quatre numéros de *Tribune* (152 pages) ont été publiés, dont environ 3 000 exemplaires par numéro. De plus, un numéro spécial intitulé "Why go Underground?" a été édité et sera largement distribué aux gouvernements, associations internationales... afin de présenter les activités de l'AITES. Dans certains cas, il pourra servir de support pour convaincre les autorités ou décideurs de la nécessité de choisir une solution en souterrain.

Tunnelling and Underground Space Technology (TUST)

En 2001, quatre numéros ont été publiés, constitués de trente-trois articles écrits par des auteurs provenant de vingt et un pays différents. De plus, un numéro spécial a été consacré à "Tunnelling in Taiwan" (Travaux souterrains à Taiwan). L'année prochaine TUST espère augmenter le nombre de ses parutions en passant de quatre à cinq numéros, comprenant en tout quarante à quarante-cinq articles d'auteurs provenant de vingt à vingt-cinq pays différents. Le groupe de travail n° 2 "Recherche" rédigera également deux rapports pour TUST. Finalement, un numéro spécial paraîtra sur "Tunnelling in Japan" (Travaux souterrains au Japon).

Site Internet

Il devrait progressivement devenir le moyen de communication principal entre les membres de l'AITES; en 2002 des liens seront activés avec TUST et avec les nations membres, et un forum privatif pour les membres collectifs sera mis en place. Le site Internet contient actuellement 1 000 pages: il est visité en moyenne par 5 000 personnes par mois, provenant de plus de 95 pays.

■ SÉANCE PUBLIQUE DE L'AITES AU CONGRÈS

La séance publique de l'AITES au congrès 2002 a été consacrée à un sujet d'actualité: "La sécurité incendie". Compte tenu des incendies graves et catastrophiques survenus récemment dans les tunnels routiers tels que ceux du Mont-Blanc, du Tauern ou du Saint-Gothard, ce sujet requiert un débat de fond au niveau international. A cet effet, la séance publique de l'AITES a été un excellent stimulant. Faisant suite aux ateliers organisés par l'AITES à Lausanne, Suisse, en mars 2000, elle a également permis d'apporter des améliorations aux efforts fournis par le groupe de travail n° 6. Ce dernier traitant de la sécurité au feu des structures en tunnel en collaboration avec des organisations sœurs.

■ PROCHAINES RÉUNIONS ANNUELLES

- ◆ **Amsterdam** (Pays-Bas) du 14 au 17 avril 2003, dans le cadre du congrès ITA-AITES 2003 "(Re)claiming the Underground Space" (Reconquérir l'espace souterrain).
- ◆ **Singapour** du 22 au 27 mai 2004, pendant le congrès ITA-AITES 2004 "Underground Space for Sustainable Urban Development" (L'espace souterrain pour un développement urbain durable).
- ◆ **Turquie** en 2005 sur l'invitation du groupement national turc.

■ GROUPES DE TRAVAIL

GT2: "Recherches"

Animateur: Y. Leblais (France); vice-animateur: Y. Takano (Japon); tuteur: H.J.C. Oud (Pays-Bas). Dix membres venant de six pays ont assisté à la réunion du groupe de travail. Parmi les études suivantes, une est terminée, deux autres sont en cours et une nouvelle étude prend forme: ◆ Etat de l'art sur les tunnels conçus pour ré-

sister aux séismes (ce rapport complet a été publié);

- ◆ Tassements résultant des constructions souterraines en milieu urbain (en cours, sera formalisé en 2003). La recommandation sera publiée en 2003;
- ◆ Analyse de risques (à formaliser en 2002). Les directives seront publiées en 2002;
- ◆ Investigation de site (nouvelle étude).

GT3 : "Pratiques contractuelles dans les travaux en souterrain"

Animateur : W. Maartens (Afrique du Sud); vice-animateur : A. Dix (Australie); tuteur : J. McKelvey (Afrique du Sud).

Treize représentants venus de onze pays ont assisté à la réunion du groupe de travail. Celui-ci a approuvé le document "Evaluation des offres pour les ingénieurs-conseils et les entrepreneurs". Une discussion sur le rôle du CDR (Comité de résolution de litiges) eut lieu au sein du groupe de travail et les conclusions principales furent les suivantes :

- ◆ une ambiance favorisant des règlements à l'amiable doit être créée afin que tout différend soit réglé rapidement, équitablement et à un coût avantageux;
- ◆ toute décision du CRD doit se baser sur les termes du contrat et sur la jurisprudence;
- ◆ la répartition des risques doit être attentivement examinée et documentée.

Le GT a examiné deux premières versions de documents qui seront ensuite développés de façon plus approfondie par le groupe, soit : le besoin de mieux gérer les travaux en souterrain et l'utilisation du CRD comme mécanisme de rechange dans le règlement de litiges.

GT4 : "Utilisation du sous-sol"

Animateur : A. Nordmark (Suède); vice-animateur : E. Grov (Norvège); tuteur : J.-P. Godard (France).

Le groupe de travail n° 4 s'est réuni lundi 3 mars pour terminer ses travaux en prévision de sa fusion avec le groupe de travail n° 13. Dix membres provenant de Russie, de République Tchèque, des Pays-Bas, de Norvège, d'Australie, des Etats-Unis d'Amérique, du Maroc, du Japon, de Singapour et de Suède ont participé à la réunion.

Un deuxième projet du rapport "Voies d'accès aux installations souterraines" a été présenté par le groupe japonais. Neuf membres y ont contribué. Un rapport final sera soumis au bureau exécutif avant la prochaine réunion annuelle à Amsterdam. L'animateur a remercié tous les membres, y compris ceux qui n'étaient pas présents à Sydney, pour leur travail dévoué et de longue durée durant ces vingt-sept années d'activités du groupe.

Membres			
A. Assis	Brésil	Président	jusqu'en 2004
A. M. Muir Wood	Royaume Uni	Président d'honneur	
A. Haack	Allemagne	Ancien Président	jusqu'en 2004
H. Parker	Etats-Unis d'Amérique	Vice-Président	jusqu'en 2004
K. Sorbraten	Norvège	Vice-Président	jusqu'en 2004
J.-P. Godard	France	Ancien Vice-Président	jusqu'en 2004
J. Hess	Rép. Tchèque	Ancien Vice-Président	jusqu'en 2004
A. Nordmark	Suède		jusqu'en 2004
J. McKelvey	Afrique du Sud		jusqu'en 2004
K. Ono	Japon		jusqu'en 2004
H. Wagner	Autriche		jusqu'en 2005
H. Oud	Pays-Bas		jusqu'en 2003
J. Zhao	Singapour		jusqu'en 2004
Y. Erdem	Turquie		jusqu'en 2005
C. Bérenguier		Secrétaire général	jusqu'en 2005
Experts			
G. Ash	Australie		jusqu'en 2003
F. Vuilleumier	Suisse		jusqu'en 2004

Tableau I

GT5 : "Salubrité et sécurité vendant la construction"

Animateur : D. Lamont (Royaume-Uni); vice-animateur : W. Chromy (Allemagne); tuteur : G. Ash (Australie).

La réunion a rassemblé sept représentants de nations membres, ainsi qu'un représentant du bureau exécutif.

Le GTS a atteint la plupart des objectifs qu'il s'était fixés pour l'année. Il prévoit de présenter le texte final du livret "La sécurité dans les travaux en souterrain" au bureau exécutif d'ici le mois d'octobre 2002 et, en 2003 à Amsterdam, de conclure la discussion sur les révisions des directives de sécurité dans les travaux en souterrain. De plus, il continuera la mise à jour de sa base de données d'informations sur les législations touchant la salubrité et la sécurité.

GT6 : "Entretien et réparation des ouvrages souterrains"

Nouvel animateur : H. Russell (Etats-Unis); vice-animateur : R. Machon (Allemagne); tuteur : A. Haack (Allemagne).

Le groupe de travail a réuni des délégués de dix nations membres ainsi qu'un représentant de l'Association mondiale de la route (PIARC). M. Bendelius, animateur du groupe de travail n° 6 (Incendies, Vie, Sécurité) de PIARC a aidé le groupe à établir un compte rendu de travail en cours sur le sujet, la résistance des structures souterraines aux incendies.

GT11 : "Tunnels immergés et tunnels flottants"

Animateur : I. Saveur (Pays-Bas); vice-animateur : C. Marshall (Royaume-Uni); tuteur : H. Oud (Pays-Bas).

Le GT11 s'est réuni à Sydney pour discuter des initiatives récentes de par le monde et aussi pour coordonner son projet de publier un nouveau rapport élargi "State of the Art". Le rapport précédent avait été publié en 1993 et une mise à jour

approfondie avait été publiée en 1997. Cette fois, le rapport sera tout spécialement préparé pour être publié sur le site Internet de l'AITES. Une grande partie sera opérationnelle avant la réunion d'Amsterdam.

GT12 : "Utilisation du béton projeté"

Animateur : K.F. Garshol (Etats-Unis d'Amérique); vice-animateur : K. Ono (Japon); tuteur : I. Hess (République Tchèque).

Vingt-trois participants venus de quinze pays différents se sont réunis. La tâche n° 1 (State of the Art Report) a reçu des contributions de seize pays. Le rapport final ainsi que celui de la tâche n° 2 (revue de mortiers de protection contre les incendies) seront prêts pour la réunion d'Amsterdam. La prochaine étape concernant la tâche n° 3 (mécanisme de soutien pour l'utilisation du béton projeté) est la description des problèmes et des questionnaires qui seront envoyés aux membres du GT. Si la réponse n'est pas satisfaisante, la tâche sera close sans présentation de rapport durant la prochaine réunion. La tâche n° 4 (revêtements étanches) est considérée close par l'article présenté pendant la conférence de Sydney. Le contenu de l'article sera intégré dans le rapport de la tâche n° 1. La liste de références sur les projets ayant des revêtements de béton projeté sera continuellement mise à jour. De nouvelles références ont été demandées.

GT13 : "Avantages directs et indirects de la réalisation d'ouvrages souterrains"

Animateur : I. Reilly (Etats-Unis); vice-animateur : P. Kocsonya (Hongrie); tuteur : J.-P. Godard (France).

Le GT13 a maintenant terminé son rapport sur le sujet "En souterrain ou en surface - Un choix pour les réseaux urbains de transports en commun" en y ajoutant les commentaires reçus sur le projet de rapport ainsi que des informations supplémentaires reçues de deux autres villes russes. Le rapport présente les données recueillies

et les conclusions générales sur le sujet, inspirées d'un nombre considérable de données sur trente villes situées dans dix-neuf pays et quatre continents.

Les conclusions sont assez générales compte tenu du fait que les données montrent d'énormes variations de caractéristiques d'un pays à l'autre et d'une région à l'autre – ce qui signifie que le choix d'un tracé, soit en surface soit en souterrain, pour les réseaux de transports urbains en commun dépend beaucoup des politiques spécifiques et des caractéristiques des projets urbains de la région ou de la ville en question. Le rapport a été soumis au bureau pour examen et publication dans le journal technique de l'AITES "TUST".

GT14 : "Excavation mécanisée"

Animateur : M. Kanai (Japon); vice-animateur : F. Amberg (Suisse); tuteur : K. Ono (Japon).

Lors de l'élaboration d'une base de données sur l'excavation mécanisée qui soit informative pour les utilisateurs éventuels qui s'intéressent aux tunnels et à leur construction, le sujet ancien mais néanmoins fondamental de la "Classifications et définition des TBM" a été finalisé et sera bientôt à disposition du public sur le site Internet de l'AITES. L'établissement de la structure et du fonctionnement d'une base de données sur le plan légal et administratif a été le sujet de discussions suivies. Ont également été considérés, l'objectif et l'identification de l'utilisateur de la base de données de façon à ce que toute personne qui s'intéresse aux tunnels et à leur construction puisse profiter au maximum du système.

Lorsque les mots clés auront été finalisés et accessibles au public, ce qui est prévu d'ici fin avril 2002, les auteurs éventuels de documents scientifiques pour l'AITES tels que les comptes rendus de WTC, TUST ou Tribune devraient s'appliquer à remplir les conditions lorsqu'ils écrivent leurs résumés et sélectionnent leurs mots clés. Le premier objectif du GT14 est l'établissement de la structure de la base de données de WTC2003 et qui sera ensuite mise à jour en permanence.

GT15 : "Travaux souterrains et environnement"

Animateur : R. Craig (Royaume-Uni); vice-animateur : J. Rhode (Norvège); tuteur : H. Parker (Etats-Unis d'Amérique).

Dix membres du GT15 "Travaux en souterrain et environnement", appartenant à sept nations membres, se sont réunis à deux reprises. La dernière révision apportée au résumé du premier ouvrage du GT sera achevée à Sydney. Le GT a rassemblé des données sur des projets qui ont été situés en souterrain pour des raisons d'environnement et de développement durable. Jusqu'à présent, 80 projets ont été identifiés et le

GT espère en recueillir davantage durant les mois à venir. Un projet de rapport sera disponible à Amsterdam. Le GT rassemble également des données sur les effets des travaux en souterrain sur l'environnement et des contraintes environnementales sur les travaux souterrains.

GT16 : "Qualité"

Animateur : C. Oggeri (Italie); vice-animateur : G. Ova (Norvège); tuteur : K. Sorbraten (Norvège).

Les caractéristiques techniques et les méthodes d'évaluation de qualité ont été l'objet des activités du groupe de travail n° 16. Durant la réunion, le groupe s'est occupé d'apporter des retouches au rapport qui sera soumis au bureau de l'AITES pour examen final.

Durant les deux ou trois prochains mois, le groupe s'occupera de compléter le travail en y apportant des corrections et en renvoyant les annexes au texte : résumé, court glossaire, organigrammes et programmes, graphiques; le rapport complet sera ensuite soumis pour publication.

GT17 : "Longs tunnels à grande profondeur"

Animateur : F. Descoedres (Suisse); vice-animateur : P. Grasso (Italie); tuteur : F. Vuilleumier (Suisse).

Onze membres venus de dix pays différents ont assisté à la réunion. Le groupe n'a reçu que quelques réponses au questionnaire établi pendant la réunion précédente. Quelques articles et exemples intéressants sur les longs tunnels au Japon et en Europe ont été présentés.

Il fut décidé de se concentrer seulement sur les longs tunnels de transport (ferroviaires et routiers) en portant une attention particulière sur les situations qui posent des risques extrêmes d'évaluation et de gestion pendant la durée complète du projet (de l'étude de faisabilité à son exécution).

La structure du rapport du GT a été définie et les chapitres principaux ont été assignés aux divers membres. Il est prévu de communiquer par email et de partager des articles dans les mois à venir afin d'en formaliser la première copie qui sera examinée pendant une réunion spéciale du groupe de travail qui se déroulera en Suisse à la fin du mois de mai prochain. Par la même occasion, une visite technique des chantiers du tunnel du Loetschberg en construction est prévue.

GT18 : "Formation"

Animateur : D. Peila (Italie); vice-animateur : N. Chittenden (Suisse); tuteur : N.S. Bulychev (Russie).

Sept participants venus de sept pays ont assisté à la réunion. Le groupe de travail a discuté des activités mises en place à la suite de la réunion

de Milan. La décision fut prise de concentrer les efforts futurs sur les deux points suivants :

- ◆ le recueil en format électronique des données sur les tunnels planifiés et construits chez les diverses nations membres. Ces données pourraient servir d'exemple important à des fins éducatives;
- ◆ le recueil de matériel éducatif provenant des activités d'autres groupes de travail. Il est suggéré que dès que le rapport d'un groupe de travail est prêt, une présentation en POWER POINT soit préparée et diffusée comme auxiliaire éducatif axé sur le sujet en particulier.

GT19 : "Méthodes traditionnelles de creusement"

Animateur : K. Kuhnhehn (Allemagne); vice-animateur : H. Lauffer (Autriche); tuteur : A. Assis (Brésil).

Suivant la lettre d'invitation du secrétariat général de l'AITES, treize membres provenant de neuf pays ont participé à la première réunion pendant le congrès. Après avoir présenté l'état de l'art dans les divers pays, les membres se sont accordés sur l'objectif et l'envergure du travail. Les membres échangeront la première copie de leur rapport ainsi que leurs commentaires par le site Internet de l'AITES.

GT20 : "Problèmes urbains, solutions en souterrain"

Animateur : J. Reilly (Etats-Unis); vice-animateur : E. Grov (Norvège); tuteur : J.-P. Godard (France). Pour ce GT, il y aura deux vice-animateurs MM. Eivind Grov de Norvège et Jacques Besner, président d'ACUUS (Associated Research Centers for the Urban Underground Space). L'AITES et ACUUS se sont mis d'accord pour travailler en tant qu'organisations sœurs sur des tâches communes, principalement au travers des activités du nouveau groupe de travail 20.

Ce sujet est de grande importance étant donnée la croissance progressive des populations urbaines dans le monde. Cette augmentation en populations urbaines est la cause d'un nombre de problèmes sérieux qui s'accroissent en proportion de la dimension de la ville. L'espace sous terre jouera donc un rôle de plus en plus important dans la résolution de ces problèmes. Ce nouveau groupe de travail établira et classifiera les problèmes urbains et étudiera des solutions en souterrain qui aideront à les résoudre.

→ *Contact* :

Secrétariat AITES :

25, avenue François Mitterrand - Case n° 1 - 69674 Bron Cedex - France
 Fax : 33 (0) 472 372406
 Tél. : 33 (0) 478260455
 e-mail : aites@imaginet.fr
 Internet : www.ita-aites.org

Label IVOR

Un nouveau label délivré par le Comité IVOR

01.3

UNE PARI MOULÉE À ARMATURES CONTINUES

Description de l'innovation

Dans le cadre de la charte "Innovation ouvrage d'art" mise en place par le ministère de l'Équipement et la FNTP, la société Solétanche Bachy a réalisé une paroi de paroi moulée dont la caractéristique est de pouvoir transmettre des efforts au droit des joints entre panneaux. Ce procédé permet en effet la création d'une véritable liaison mécanique entre les armatures des panneaux adjacents d'une paroi moulée dans le sol, par l'intermédiaire d'éléments de palanques métalliques plates de type RCH243, encastrées les unes aux autres. Les éléments de palanques sont soulevés à des cages d'armatures dites de liaison, elles-mêmes intégrées dans les cages d'armatures principales. En palanques d'un panneau en cours de réalisation sont encastrées aux palanques du ou des panneaux(s) adjacents déjà réalisés au fur et à mesure de la descente de la cage d'armatures dans l'excavation. Cet enchevêtrement entre sites des armatures de palanques est rendu possible grâce à l'utilisation d'un coffrage de joint spécifique qui permet l'intégrité des armatures des panneaux déjà mis en œuvre. L'épaisseur millimétrique existant dans les armatures encastrées est ensuite comblée par un coulis de ciment injecté sous pression. Ce procédé a fait l'objet d'un brevet déposé sous le n° 96 04947 par la Compagnie de sol.

L'ouvrage de référence

PARI CENTRALE DU PLOU 26 DÉVELOPPEMENT DU CARREFOUR DE LA RN 28 ET DE LA RN 186 AU BILLET "LA CROIX DE BENEY" À ANTONY (HAUTS DE SEINE)

Mission Génie Civil

IVOR

UNE PARI MOULÉE À ARMATURES CONTINUES

01.3

Appréciation du Comité (2 octobre 2001)

Les caractéristiques de l'ouvrage de référence ont été confirmées :

- l'enchevêtrement des armatures, donc l'efficacité du coffrage joint spécifique ainsi que la perfection des serrures de palanques (serrures, sautoirs et flexibles);
- le combèment des espaces entre armatures par du coulis, donc l'efficacité de l'opération réalisée grâce aux flexibles qui évitent les serrures des panneaux secondaires;
- la bonne mise en place du joint d'échafaudage resté step au droit des joints entre panneaux.

Cette innovation permet de répondre aux exigences liées aux préoccupations parasismiques (serrure d'un carter de appui).

Maître d'ouvrage :
Etat - DDE des Hauts de Seine
56 bd de Général Lamoignon
92000 NANTERRE

Concepteur/Constructeur :
SOLÉTANCHE BACHY
6 rue de Valenciennes - BP 111
92000 NANTERRE

Bureau technique :
Laboratoire Régional de l'Est Parisien
1 rue de l'Église paroissiale
92502 LE BOURGET Cedex

et

SETRACTOIA
86 avenue Aristide Briand - BP 180
92021 BAGNEUX Cedex

Contrôle technique :
TRAVÉS
25 rue du Port de Seine
93685 BURGIS Cedex

Le rôle du Comité IVOR
Le Comité IVOR est un groupe d'experts indépendants chargés d'évaluer des innovations et de donner leurs avis (favorables ou défavorables) sur les aspects techniques, pour intervenir des maîtres d'ouvrage, en leur donnant des informations précieuses sur les techniques proposées. L'innovation doit avoir été présentée sur un ouvrage mis en œuvre. Ne sont considérés l'ouvrage de référence.

Secrétariat du Comité IVOR :
Tel : 01 40 81 27 42
Fax : 01 40 81 27 31

Mission Génie Civil
METS / BANGI
92000 PARIS La Defense Cedex 94

Direction de la Recherche et des Affaires Scientifiques et Techniques

Le 21^e label IVOR a été décerné en octobre 2001 à :

- une paroi moulée à armatures continues.

Cette innovation a été mise au point dans le cadre de la charte "innovation ouvrage d'art" cosignée par le ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement et de la FNTP.

LES LABELS IVOR

En 1995

- ◆ **L'utilisation dans la construction d'ouvrages d'art d'aciers thermomécaniques de haute ténacité soudables sans préchauffage.** L'ouvrage de référence est le pont sur le Gardon construit à Remoulins (Gard) par l'entreprise Eiffel; avec les aciers thermomécaniques produits par GTS Industries, branche "produits plats" d'Usinor Sa-

cilor, sous la maîtrise d'ouvrage de l'Etat (DDE 30) avec le conseil technique du Setra.

- ◆ **Le procédé de démantèlement contrôlé de ponts à poutres isostatiques sous chaussée,** testé par l'entreprise S.N.P. (filiale de Spie-Citra) et le bureau d'études Sauvan-Dallemagne Etudes, sur le viaduc du Vallon Charretier (Var), sous la maîtrise d'ouvrage du département du Var.

- ◆ **L'utilisation du clouage pour réaliser un mur de soutènement.** L'ouvrage de référence est le mur de soutènement ouest construit sur l'autoroute A12 à Bois d'Arcy (Yvelines) par la société Bouygues, avec l'entreprise STIPS comme sous-traitant pour le forage et le béton projeté, sous la maîtrise d'ouvrage de l'Etat (DDE 78), avec le conseil technique de Scetauroute.

En 1996

- ◆ **Le procédé Modulopont-2 de construction industrialisée de pont de type courant.**

L'ouvrage de référence est le passage inférieur n° 16 de l'autoroute A28 (Seine-Maritime) construit par l'entreprise Quille, sous maîtrise d'ouvrage Etat (DDE 76), avec conseil technique du Setra.

- ◆ **L'utilisation du bois pour la structure d'un pont routier.** L'ouvrage de référence est le pont sur la Dore construit à Saint-Gervais-sous-Meymont (Puy-de-Dôme) par l'entreprise Tarentaise-Maintenance-Bâtiment, sous la maîtrise d'ouvrage du département du Puy-de-Dôme; D. Calvi et le Laboratoire de rhéologie du bois de Bordeaux étant les maîtres d'œuvre.

- ◆ **L'utilisation du sable comme granulat principal dans la couche de base d'une chaussée.** L'ouvrage de référence est la route départementale construite entre La Teste et Le Pyla (Gironde) par l'entreprise C.M.R., sous maîtrise d'ouvrage du département de la Gironde (DDE 33 maître d'œuvre).

En 1997

- ◆ **Un écran poreux (gravillons enrobés de coulis ECOSOL®) pour traiter une pollution in situ.** L'ouvrage de référence est la tranchée drainante construite par Solétanche au pied du rem-

blai de l'autoroute A22 à Neuville-en-Ferrain (Nord), sous la maîtrise d'ouvrage de l'Etat (DDE 59), avec le conseil technique du Laboratoire central des Ponts et Chaussées (LCPC).

◆ **La précontrainte extradossée dans un ouvrage d'art.** L'ouvrage de référence est le pont franchissant la rivière l'Arc et l'autoroute A43 à Saint-Rémy-de-Maurienne (Savoie). Conçu par le Bureau Tonello et l'architecte Charles La Vigne, ce pont a été construit par Fougerolle Ballot sous la maîtrise d'ouvrage de la Société française du tunnel routier du Fréjus, la Setec étant conducteur d'opération et la DDE 73 maître d'œuvre.

◆ **Le pont provisoire rapide à construire,** dont un exemplaire a été mis en place par le Centre national des ponts de secours pour le compte du département de l'Oise afin de permettre le franchissement de l'Oise par la route départementale 418 à Précy-sur-Oise. Conçu par le CNPS, le PIMM® est fabriqué par Baudin-Châteauneuf.

◆ **La réparation d'ouvrage d'art par collage de tissu à base de fibres de carbone.** L'ouvrage de référence est le franchissement de l'autoroute A10 par la route départementale 142 entre Allainville et Allaines (Eure-et-Loir), renforcé par l'entreprise Freyssinet, avec le tissu à base de fibres de carbone (TFC) fabriqué par Soficar et la colle fournie par Ato-Findley, sous la maîtrise d'ouvrage de Cofiroute.

◆ **L'utilisation de matériau composite pour la construction de portes d'écluse.** L'ouvrage de référence est l'écluse n° 14 de la chaîne de Golbey, sur le canal de l'Est (Vosges). Les nouvelles portes ont été conçues, construites et mises en place par la Direction des constructions navales de Lorient, sous la maîtrise d'ouvrage de Voies Navigables de France et avec l'assistance technique du Centre d'études techniques maritimes et fluviales.

En 1999

◆ **Le procédé EPI/PB de mur de soutènement préfabriqué pour déchetterie.**

L'ouvrage de référence est la déchetterie de Bressuire (Deux-Sèvres). Le procédé de soutènement conçu par M. Dutel a été mis en œuvre par l'entreprise Préfa Bressuirais avec les conseils techniques de Coulais Consultant et de ABAC (Activités béton armé constructions) pour le compte du Syndicat du Val de Loire.

◆ **Le système de chasse automatique pour drains siphons (stabilisation de glissements de terrain).** L'ouvrage de référence est le drainage profond gravitaire par drains siphons régulés par chasses automatiques, mis au point par le groupe RESS et construit par l'entreprise TP Géo, à Oingt (Rhône) pour stabiliser un glissement de terrain sous la RD96, le Conseil général du Rhône étant maître d'ouvrage.

◆ **La technique des âmes métalliques plissées dans un caisson précontraint.**

L'ouvrage de référence est le pont de la Corniche, franchissant le Doubs et le canal du Rhône au Rhin, à Dole (Jura). Conçu par l'architecte Alain Spielmann, ce pont a été construit par Campenon Bernard SGE sous la maîtrise d'ouvrage de la Ville de Dole, la DDE du Jura assurant la maîtrise d'œuvre avec le conseil technique du Cete de Lyon.

En 2000

◆ **L'application de la technique de la précontrainte par post-tension à un dallage industriel sur sol,** mise au point par VSL France. L'ouvrage de référence est un dallage de l'usine du groupe O.C.G. Cacao S.A. à Grand Quevilly (Seine-Maritime), pour lequel ce maître d'ouvrage ne tolérait aucune fissuration pour des raisons sanitaires.

Conçue par l'architecte Claude Bucher, l'usine a été construite par Bouygues - DCI et le dallage par VSL France sous le contrôle du centre technique Apave Normandie.

◆ **L'AUTORIPAGE® d'ouvrages d'art de très grands poids dans un délai très court,** technique développée par JMB Méthodes.

L'ouvrage de référence correspond au passage de l'autoroute A77 sous les voies ferrées SNCF Paris/Clermont-Ferrand à Boismorand (Loiret). Ce pont de 5 600 tonnes a été construit, sous maîtrise d'ouvrage de la SNCF, par Demathieu & Bard, à côté des voies à franchir, puis ripé par VSL France jusqu'à son emplacement définitif.

◆ **Le remblai léger PLASTBLOC®,** innovation couverte par un brevet (Laboratoire génie-civil-habitat-environnement de l'IUT A de Villeurbanne, Société Ingéval, S.A. Trivalor).

L'ouvrage de référence est un élargissement en remblai du Lacet du Cudret sur la Route Départementale 99 à Montaimont (Savoie). L'innovation porte sur l'utilisation de déchets de matières plastiques propres compressés en blocs pour constituer des remblais légers. Dans le cas de l'ouvrage de référence, le remblai en PLASTBLOC® diminue les efforts de poussée sur le rideau de palplanches.

◆ **Le revêtement des piédroits d'un tunnel par des coques en CCV** (composite ciment-verre, revêtu d'un film de résine de métacrylate) mises au point par la société Betsinor, dans le cadre de la charte "Innovation ouvrage d'art" mise en place par le ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement et la FNTP.

L'ouvrage de référence correspond à l'extrémité ouest du tunnel de Saint-Cloud (Hauts-de-Seine) situé sur l'autoroute A13 dans le sens Paris-Provence (maîtrise d'ouvrage de l'Etat - DDE 78, avec l'assistance du CETU).

En 2001

◆ **La structure pare-pierres à forte capacité de dissipation énergétique.** L'ouvrage de référence a été construit par Campenon Bernard sur la RN 212, dans les gorges de l'Arly, au lieu-dit "Les Essariaux" (Savoie) sous maîtrise d'ouvrage de l'Etat (DDE 74).

La couverture P.S.D., mise au point par Tonello Ingénieurs Conseils avec le concours de Léon Grosse TP et de l'ESIGEC, utilise des appareils d'appui métalliques fusibles, et fait contribuer (par plastification des aciers passifs) la dalle de couverture à la dissipation de l'énergie des blocs.

◆ **Rapidopont : une gamme de ponts mixtes à hourdis préfabriqué en BHP, assemblé par précontrainte et à connexion différée,** élaborée par Vinci-Construction Grands Projets et GTM-Construction dans le cadre de la charte "innovation ouvrage d'art" passée entre la Direction des Routes et Cofiroute (maître d'ouvrage, SCAO étant maître d'œuvre).

L'ouvrage de référence est le passage supérieur n° 13, de l'autoroute A85, sur la section Villefranche-sur-Cher/Teillay (Loir-et-Cher).

➔ **Les fiches IVOR sont téléchargeables sur le site internet du ministère, rubrique Recherche et Innovation :**
<http://www.equipement.gouv.fr/recherche>

Pour toute information s'adresser à Hervé Thuillier, secrétaire du **Comité IVOR** :
METL/DRAST - 92055 Paris La Défense Cedex 04
Tél. : 01 40 81 29 47
Télécopie : 01 40 81 27 31
e-mail : Herve.Thuillier@equipement.gouv.fr