

TRAVAUX

n° 775

FONDATEMENTS

- A77 : optimisation des fondations des culées d'ouvrages d'art courants
- A20 Brive/Montauban. Le viaduc de la Dordogne
- Portance et réalisation des fondations de deux ponts sur le Haut Niger
- Le second pont sur le Rhin au sud de Strasbourg
- Mesure du diamètre des colonnes de *jet grouting* par la méthode du cylindre électrique

SOUTÈNEMENTS

- Confortement d'une résidence à Grasse
- Une paroi auto-stable à flanc de colline à Issy-les-Moulineaux
- Soutènement par pieux sécants. Réalisation de fosses d'empilage à Belfort
- LIRE secteur sud. Réalisation d'une galerie visitable de diamètre 3 m
- Le procédé Mygal

AMÉLIORATION DES SOLS

- Amélioration de sols pour deux centrales électriques en Egypte

MATÉRIELS

Matériels et produits utilisés en sols et fondations

Sols et fondations



Travaux

numéro 775

mai 2001

Sols et fondations

éditorial

actualités

matériels

PRÉFACE

FONDATIONS

SOUTÈNEMENTS



Notre couverture

Le pont sur le Rhin.
Forage d'un pieu

© SETRA/CTOA - Gérard Forquet

DIRECTEUR DE LA PUBLICATION

Roland Girardot

RÉDACTION

Roland Girardot et Henry Thonier
3, rue de Berri - 75008 Paris
Tél. : (33) 0144133144

SECRÉTAIRE DE RÉDACTION

Françoise Godart
Tél. : (33) 024118 11 41
Fax : (33) 024118 11 51
E mail : Francoise.Godart@wanadoo.fr

MAQUETTE

T2B & H
8/10, rue Saint-Bernard - 75011 Paris
Tél. : (33) 0144648420

VENTES ET ABONNEMENTS

Sylvaine Prot
RGRA
9, rue Magellan - 75008 Paris
Tél. : (33) 0140738005
E mail : revue travaux@wanadoo.fr

France : 950 FF TTC
Etranger : 1150 FF
Prix du numéro : 115 FF (+ frais de port)

PUBLICITÉ

Régie Publicité Industrielle
61, bd de Picpus - 75012 Paris
Tél. : (33) 0144748636

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).

Éditions Science et Industrie S.A.

3, rue de Berri - 75008 Paris
Commission paritaire n° 0106 T 80259



éditorial

Daniel Tardy

actualités

matériels

PRÉFACE

Jean-Pierre Magnan

FONDATIONS

◆ Un exemple d'optimisation des fondations des culées d'ouvrages d'art courants sur l'autoroute A77
- *Example of optimised bridge abutment foundations on motorway A77*

Ph. de Bechevel, A. Morbois, J.-L. Dabert

◆ Le viaduc de la Dordogne sur l'autoroute A20 Brive/Montauban. Des fondations "très" spéciales
- *The Dordogne viaduct on the Brive/Montauban A20 motorway. "Very" special foundations*

O. Bonifazi-Grenouilleau, Y. Guerpillon, D. Thiriart, E. Coppi, R. Massonnet

◆ Portance et réalisation des fondations de deux ponts sur le Haut Niger
- *Bearing capacity and construction of foundations for two bridges over the Upper Niger*

M. Bustamante, S. Borel, L. Gianeselli, Fr. Borgato

◆ Le second pont sur le Rhin au sud de Strasbourg : les travaux sont commencés
- *The second bridge over the Rhine south of Strasbourg : works have begun*

G. Treffot

◆ Mesure du diamètre des colonnes de jet grouting par la méthode du cylindre électrique
- *Jet grouting column diameter measurement using the electric cylinder method*

P. Frappin, J. Morey

SOUTÈNEMENTS

◆ Travaux de confortement d'une résidence à Grasse
- *Reinforcement work for apartment complex in Grasse*

D. Huber

Sommaire

mai 1998

Site et fondations

Dans les prochains numéros

Routes

Terrassements

Environnement

Réhabilitation -

Réparation

d'ouvrages

International

Ponts

Travaux urbains

Travaux

souterrains



**ABONNEMENT
TRAVAUX**

INDEX DES ANNONCEURS

AXEL.....	10	ISPC PROFIL ARBED.....	18
BOTTE SADE.....	16	KELLER FONDATIONS SPECIALES.....	33
DURMEYER.....	9	LIEBHERR.....	6 ET 7
ECOFORÉ.....	17	LIM.....	14
EUROSOL.....	34	MENARD SOLTRAITEMENT.....	2
FONDETUD.....	12	PRO BTP.....	3È DE COUVERTURE
FRANCE FONDATION.....	34	SEFI.....	4È DE COUVERTURE
GEOTEC.....	4	SOLETANCHE BACHY.....	2È DE COUVERTURE
HEAVEN CLIMBER.....	4	SOTRES.....	8
ICE.....	11	SPIE FONDATIONS.....	13
IDETEC.....	9	URETEK FRANCE.....	15

Les travaux et les projets

Les trois thèmes de ce numéro de la revue *Travaux*, "Fondations", "Soutèvements" et "Amélioration des sols" sont l'objet de développements constants, dont les entreprises portent une part décisive. Mais si l'on regarde de plus près, les thèmes traités dans les articles ne sont pas seulement des descriptions d'innovations techniques : optimisation des fondations, fondations sur mesure, contrôle de la portance des pieux d'un pont, mesure du diamètre de colonnes de mortier sol-ciment réalisées par jet (nom de la technique de *jet grouting* dans les nouvelles normes d'exécution des travaux) sont à la frontière du projet et de la technique de chantier... C'est ce thème que je voudrais développer ici.

Il est inutile de rappeler en détails les figures imposées des travaux de construction : diverses phases d'études, projet, dossier de consultation des entreprises, contrat, travaux, contrôles divers, réception, responsabilité décennale... De nombreux textes nationaux (DTU, Fascicules du CCTG, recommandations diverses), en cours de remplacement par des textes européens (Eurocodes, normes d'exécution des travaux, normes d'essais), accompagnent le maître d'œuvre et le projeteur dans cet exercice. Mon propos est d'affirmer qu'il n'y a pas de bons travaux sans qu'il y ait de bons projets et de souhaiter plus de moyens pour ces projets.

Un bon projet, c'est d'abord une caractérisation fiable du site, c'est ensuite un projeteur (au sens le plus large du terme, incluant le géotechnicien) imaginatif et au courant des derniers développements de la technique. Il va de soi que le maître d'œuvre doit être aussi à la hauteur... La formation des projeteurs et leur information sur les développements de la technique passent par un dispositif de formation continue dont on peut dire qu'il existe en France et que l'offre de formation est satisfaisante. Je ne pense pas que l'on puisse dire la même chose des reconnaissances géotechniques.

On ne possède pas de statistiques permettant de quantifier la qualité et le caractère optimal des études géotechniques. Mais tous les spécialistes reconnaissent qu'une étude réussie est une œuvre dans laquelle le géotechnicien coordonne les moyens de reconnaissance (géophysique, sondages, essais en place et en laboratoire) en fonction de sa découverte progressive du site et de sa connaissance des travaux envisagés. Toutes ces informations doivent être de qualité et pour cela payées au juste prix. Quelques expériences récentes m'incitent à penser que la commande séparée des prestations matérielles et des prestations intellectuelles de la géotechnique, qui est facilitée par la nouvelle norme P 94-500 (Prestations de type G0 sans interprétation, prestations de type G1 ou plus), mais aussi la commande d'études de sols "préalables" ou "préventives" sans remise à jour une fois le projet précisé, ne vont pas dans le sens de l'optimisation des projets et du coût des travaux.

Les principales sources de non qualité dans les analyses géotechniques sont liées à la reconnaissance : nombre de sondages insuffisant, mauvaise qua-

lité des sondages et des prélèvements, mauvaise qualité des essais en place, mauvaise qualité des essais de laboratoire. L'existence de normes, de plus en plus nombreuses, ne fait pas disparaître les problèmes de reconnaissance des sols : la commande doit être passée par une personne compétente et un financement suffisant doit être disponible et les normes ou textes de référence doivent être respectés. Dans un système de concurrence généralisée et devenue le moteur de la décision, une commande imprécise, mal formulée ou inadaptée produira une offre minimale et une prestation dont les résultats seront peut-être inexploitable ou, au contraire, sembleront normaux et induiront en erreur le géotechnicien ou le projeteur chargé de l'analyse. Une telle situation ne permet pas d'optimiser réellement les ouvrages, qui peu-

vent être surdimensionnés ou sous-dimensionnés au gré des écarts entre la réalité du site et l'image que l'on s'en est faite.

Malgré la fréquence des sinistres dus aux fondations dans le bâtiment, le volume des reconnaissances géotechniques s'y maintient à un niveau très faible, en général insuffisant pour évaluer les variations possibles des terrains d'assise dans l'emprise du projet. Et le monde des ouvrages d'art a aussi connu une évolution à la baisse depuis les règles (très raisonnables) définies dans les années 1970. Faire des économies sur les reconnaissances ne peut être un bon choix que si le coût des reconnaissances n'est jamais additionné à celui de l'ouvrage fini, si l'argent est abondant pour les travaux, et si personne ne recherche les responsables des sinistres... Dans tous les autres cas, il faut redonner à l'étude géotechnique la place importante qui devrait être la sienne dans l'élaboration de chaque projet.

De bonnes reconnaissances géotechniques seront favorables à tout le monde : au client final, qui n'est pas toujours le constructeur, par l'op-

timisation réelle de la construction, aux bureaux d'études géotechniques et à leurs assureurs, par une moindre fréquence des sinistres et moins de temps consacré aux longues procédures juridiques qu'ils génèrent, aux maîtres d'œuvre, qui sauront évaluer de façon plus fiable le coût réel des projets, et finalement aux entreprises de travaux, qui auront moins de surprises dans la conduite de leurs chantiers.

J'espère donc voir aussi un jour, dans les colonnes de cette revue, des articles qui témoignent d'études géotechniques réussies et de leur rentabilité globale pour le projet.

Il reste vrai, toutefois, que certains aspects des projets doivent être confirmés sur le chantier par des essais de portance ou de contrôle géométrique des parties souterraines des ouvrages.

Chaque mesure ou essai répond d'abord à une question d'un chantier, mais l'accumulation de telles mesures est indispensable pour le progrès des règles de justification des ouvrages géotechniques et leur extension à des situations absentes des textes actuels. Les articles de ce numéro 775 de *Travaux* y contribuent complètement.



■ **JEAN-PIERRE MAGNAN**

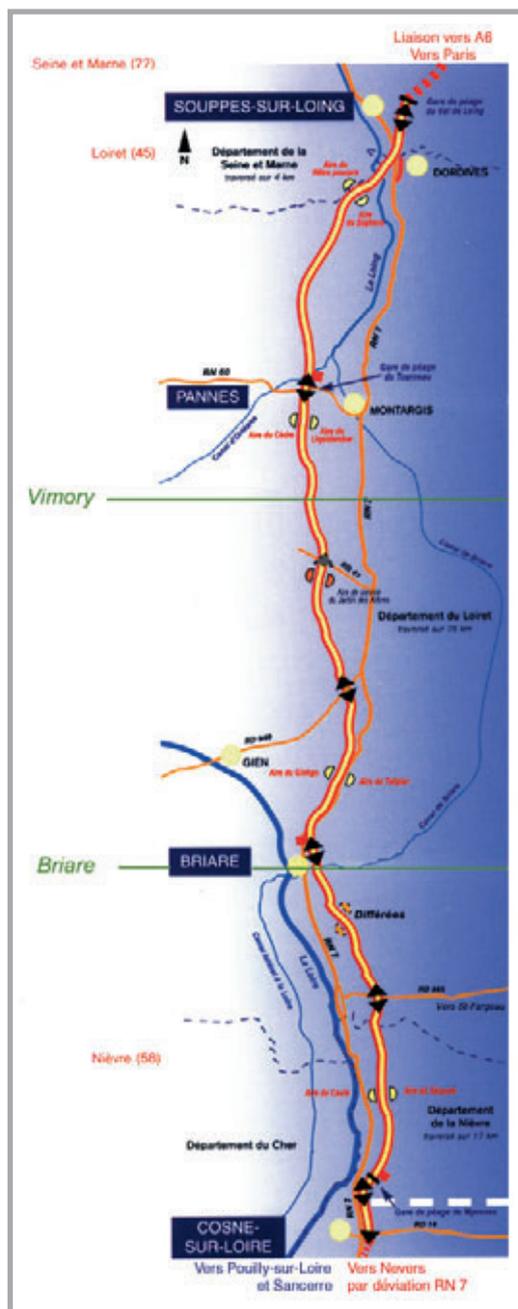
**Directeur technique
au Laboratoire
Central des Ponts
et Chaussées (LCPC)**

**Professeur à l'ENPC
et l'ENTPE**

Exemple d'optimisation des culées d'ouvrages sur l'autoroute A77

Les matériaux de qualité noble rencontrés sur le tracé de l'autoroute A77 entre Dordives et Cosne-sur-Loire étant limités en volume, et se trouvant concentrés en l'extrémité nord du chantier, les remblais contigus aux ouvrages d'art ont été réalisés en réutilisant les matériaux disponibles dans les déblais, après traitement aux liants hydrauliques. Une recherche d'optimisation des coûts du projet a été poursuivie en valorisant les performances mécaniques obtenues sur ces matériaux pour y fonder les culées des passages supérieurs courants. Ces dispositions conduisent à une économie significative, pouvant atteindre 30 %, du coût de leurs appuis.

Tracé général
General route



■ PRÉSENTATION DU PROJET

L'autoroute A77 établit une liaison autoroutière entre l'autoroute A6 au sud de Nemours et la route nationale RN7 à l'est de Cosne-sur-Loire, l'élargissement à deux fois deux voies de la RN7 étant en cours de réalisation jusqu'à Nevers sous la maîtrise d'ouvrage de l'Etat.

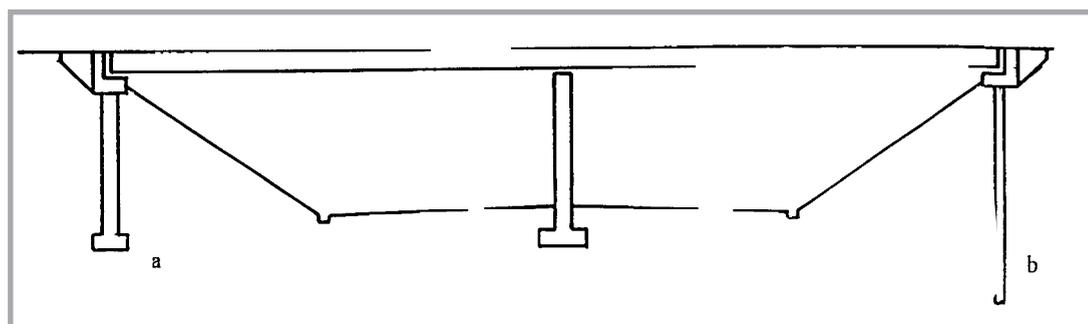
Cette nouvelle autoroute relie les régions Île de France, Centre, Bourgogne et au-delà Auvergne. Elle offre également un itinéraire alternatif vers le sud de la France.

Le tronçon concerné de l'autoroute A77, d'une longueur de 96 km, prend son origine sur la commune de Souppes-sur-Loing dans le département de Seine-et-Marne, traverse le département du Loiret en passant à l'ouest de Montargis et atteint son extrémité à proximité de l'agglomération de Cosne-sur-Loire dans le département de la Nièvre.

Le contexte géologique général du projet s'inscrit dans celui du Bassin parisien. Le tracé recoupe successivement les formations calcaires du plateau du Gâtinais, puis les formations sableuses des confins de la Sologne, enfin les formations sableuses et argileuses des coteaux de la Puisaye. La construction du tronçon autoroutier a démarré au début de l'année 1997 par des travaux préparatoires, suivis de l'été 1997 à l'automne 1998 des terrassements en grande masse et de la réalisation des ouvrages d'art courants. Les travaux propres aux chaussées, aux bâtiments et aux équipements se sont enchaînés ensuite de l'automne 1998 au printemps 2000. La mise en service de la nouvelle liaison est intervenue en deux temps, le 17 novembre 1999 pour une première section de 63 km de longueur entre Souppes-sur-Loing et Briare et le 19 juin 2000 pour la deuxième section de 33 km de longueur entre Briare et Cosne-sur-Loire.

Dans un souci constant d'une optimisation technico-économique du projet et d'un meilleur respect

Figures 1a et 1b



des fondations d'art courants

Philippe de Béchevel
CHARGÉ D'OPÉRATIONS
SAPRR

Alain Morbois
INGÉNIEUR EXPERT GÉOTECHNIEN
Scetauroute

Jean-Luc Dabert
CHEF DE DIVISION TRAVAUX
Scetauroute

de l'environnement, le maître d'ouvrage S.A.P.R.R. et son maître d'œuvre Scetauroute ont exploité au maximum, pour la construction de l'autoroute A77 entre Dordives et Cosne-sur-Loire, toutes les techniques de réutilisation et de valorisation des sols rencontrés dans les déblais.

Le présent article décrit l'application et l'extension de cette démarche dans la conception et la réalisation des fondations des culées pour les passages supérieurs courants.

■ ORIGINE ET JUSTIFICATION DE LA SOLUTION

Présentation générale

Les dispositions habituellement projetées, puis réalisées, concernant le mode de fondation des culées de passage supérieur, consistent :

- ◆ soit à fonder les culées sur des semelles, sensiblement calées au même niveau que celles des appuis intermédiaires (figure 1a), réalisées après excavation des sols en place ou avant remblaiement selon le cas ;

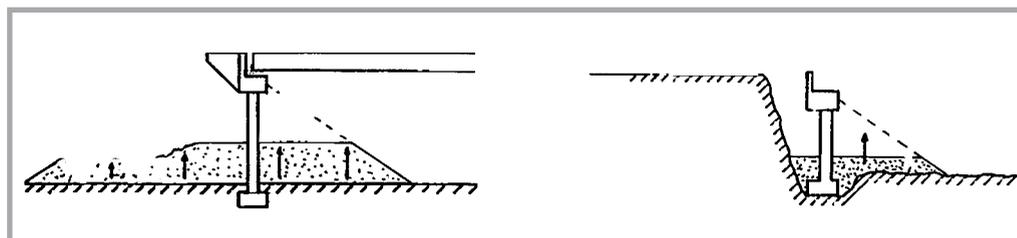
- ◆ soit à les fonder sur des pieux forés à travers les terres en place ou rapportées selon le cas (figure 1b).

Ces dispositions, pour classiques qu'elles soient, ne constituent pas forcément, la solution la plus économique et la plus rationnelle suivant le contexte géotechnique et topographique de l'ouvrage concerné.

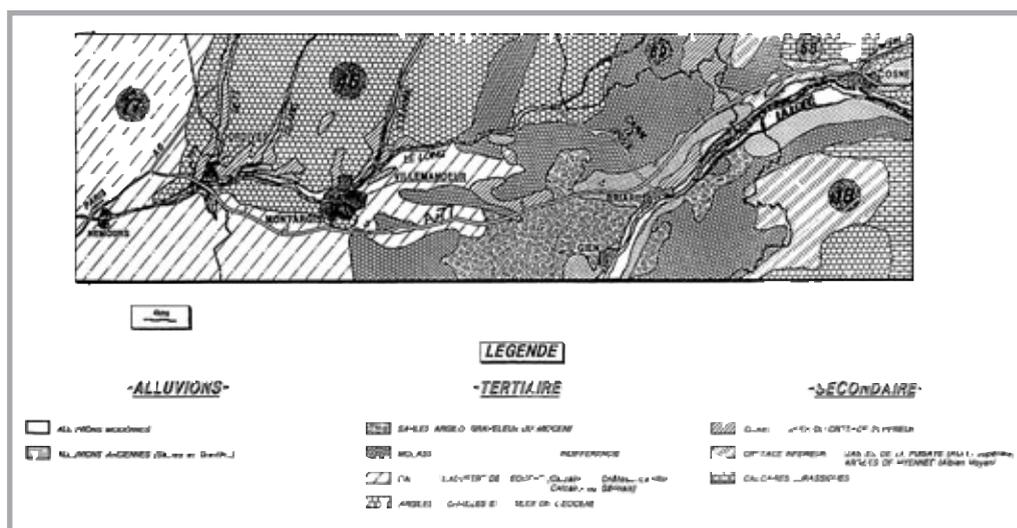
Par ailleurs, la S.A.P.R.R. privilégie la mise en œuvre de remblais contigus en matériaux dont la portance permet d'assurer la transition du tablier à la plate-forme et de s'affranchir ainsi, de la mise en place de dalles de transition.

La réalisation de tels remblais contigus amènent par exemple, à l'emploi de graves de type D₂ ou B₃ au sens du Guide technique Setra/LCPC des terrassements routiers, en exigeant après compactage un module EV2 mesuré à la plaque au moins égal à 80 MPa.

Dans ce contexte, il apparaît judicieux d'envisager selon la situation topographique et l'environnement géologique des ouvrages en passage supérieur, de fonder superficiellement les culées sur les remblais contigus. Si cette option peut être retenue, elle évite en particulier, d'exécuter un remblaiement dans des conditions défavorables autour de colonnes de fondation préalablement réalisées ou de forer des pieux dans le remblai contigu.



Figures 2 et 3



Application au projet de l'autoroute A77

Figure 4
Géologie régionale
Regional geology

Le cadre géologique qui intéresse la construction de l'autoroute A77 entre Dordives et Cosne-sur-Loire, est représenté sur la figure 4.

Les matériaux nobles sont présents dans les formations calcaires du plateau du Gâtinais, qui intéresse la partie nord du tracé, soit 40 % du linéaire total, et sur lequel l'autoroute est positionnée en remblai rasant. Seuls les déblais de part et d'autre de la vallée du Loing, recoupent les formations calcaires et offrent des ressources conséquentes en matériaux nobles. Ces gisements sont concentrés à proximité de l'origine du tronçon et de ce fait, sont très excentrés par rapport aux besoins répartis sur l'ensemble du chantier.

Ce contexte rendait d'autant plus nécessaire l'utilisation maximale des matériaux disponibles dans les déblais et de valoriser ceux-ci en les traitant aux liants hydrauliques. Les sols principalement concernés sont :

- ◆ des argiles sableuses à chailles ou des argiles marno-sableuses, issues des formations du plateau du Gâtinais pour la partie nord du tracé ;
- ◆ des sables argileux, issus des formations de

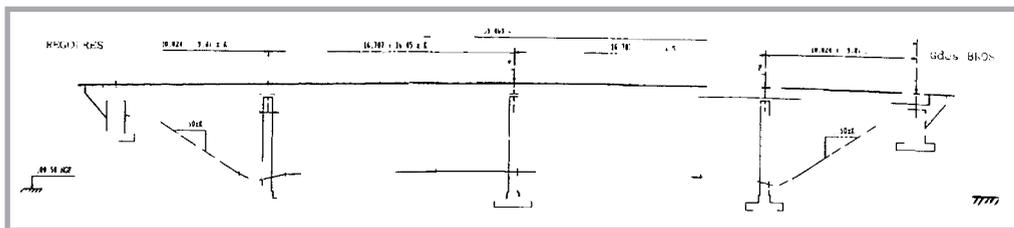


Figure 5

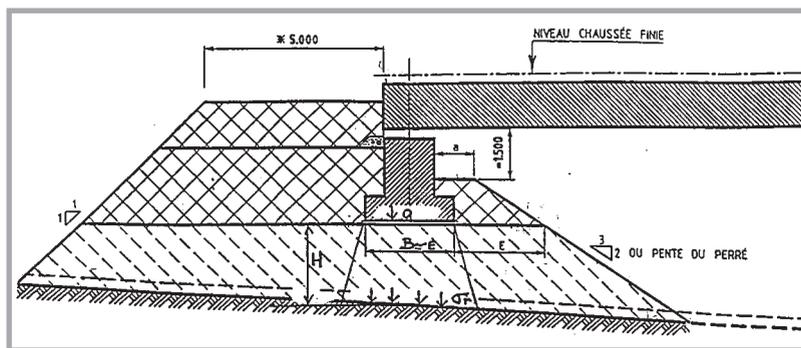


Figure 6

► la Sologne et de la Puisaye pour la partie sud du tracé.

Ainsi, les passages supérieurs des rétablissements en configuration de remblai (figure 5) ont été conçus et réalisés avec des remblais contigus en matériaux traités et des culées fondées superficiellement sur ces remblais, soit au total près d'une trentaine d'ouvrages concernés pour l'ensemble du tronçon autoroutier.

■ DÉMARCHE SUIVIE - ÉTUDE - CONTRÔLES

Pour ce type de fondation reposant sur un massif mis en œuvre au moment des travaux, donc n'existant pas lors des reconnaissances géotechniques préliminaires, la démarche adoptée fut la suivante :

- ◆ détermination *a priori* du taux de travail admissible compte tenu de la nature prévisible des remblais contigus, de leur traitement aux liants hydrauliques et des dispositions géométriques de principe envisagées. Cette détermination a été possible grâce à l'expérience acquise à l'occasion de chantiers et de mesures antérieures.

Ceci impose, en phase amont des études de rechercher la nature des matériaux pouvant être utilisés pour réaliser ces remblais, et de vérifier que l'étude des fondations de ces ouvrages a bien examiné et intégré cette solution.

- ◆ dimensionnement de la fondation, déterminé en vérifiant que la contrainte de référence sous la fondation reste inférieure ou égale à la contrainte admissible estimée précédemment (figure 6) :

$$q'_{ref} \leq (1/\gamma_q) (q'_u - q'_o) \cdot i_{\delta\beta} + q'_o$$

- ◆ rédaction des prescriptions de marché décrivant la nature et la répartition des travaux, les mouvements de matériaux éventuellement imposés, les modes de contrôle en terrassement et en ouvrages d'art ;

- ◆ réalisation "d'une culée d'essai" par nature de matériau, afin de vérifier à l'aide de l'étude préalable de traitement et d'essais pressiométriques en place, l'obtention des résistances escomptées (point d'arrêt) ;

- ◆ contrôle au droit de chaque culée d'ouvrage concernée, de la nature des matériaux, des conditions de leur mise en œuvre, et des résistances, également à l'aide d'un forage avec essais pressiométriques par appuis.

Dans des matériaux naturels tels que sable argileux ou argile sableuse, limon, craie... traités aux liants hydrauliques ou liants routiers, les caractéristiques mécaniques obtenues sont généralement bien supérieures aux valeurs requises pour asseoir des fondations : pression limite pressiométrique de plusieurs dizaines de bars, angle de frottement de 35° à plus de 45°, cohésion de un à plusieurs bars.

Bien que des corrections doivent y être apportées, en particulier pour tenir compte de la présence du talus (dans le cas présent $i\beta \neq 0,5$ compte tenu de la distance amont égale à B, largeur de la semelle), la valeur finale de calcul est encore généralement surabondante. Cette réserve de sécurité est intéressante, voire nécessaire en phase amont pour pallier les incertitudes ou aléas pouvant être rencontrés ultérieurement sur la nature des matériaux réellement utilisés, les problèmes d'exécution rencontrés... Il faut préciser également que les talus sont protégés par un perré en béton pour éviter leur altération et par conséquent, la réduction de la distance E (figure 6) entre le bord de la semelle et le talus.

Le prédimensionnement des fondations a été réalisé en adoptant *a priori* une valeur du taux de travail admissible égal à 2,5 bars à l'ELS ($\gamma_q = 3$), soit 3,75 bars à l'ELU ($\gamma_q = 2$) ce qui permet également de vérifier que la contrainte résiduelle σ_r au niveau du terrain naturel est faible et ne pose généralement pas de problème (à vérifier au cas par cas).

Par exemple pour $H \neq B$, $\sigma_r = 0,55$ à $0,4 q$ (suivant l'élanement B/L de la fondation), soit de l'ordre de 1 à 1,4 bar.

■ TRAVAUX - RÉSULTATS OBTENUS

Matériaux utilisés

Les sols utilisés ont été :

- ◆ en majorité des sables argileux ou des argiles sableuses, de catégorie B₅/B₆ (figure 7) ;
- ◆ des argiles à chaille 0/40 (après traitement préalable à 1 % de CaO et scalpage pour récupération des blocs) ;
- ◆ accessoirement des calcaires marneux.

Les liants utilisés ont été :

- ◆ section 1 : le ROC AS (ciment d'Origny) et le CPJ 45, dosage 3 % (+ 1 % CaO préalablement);
- ◆ section 2 : le Ligex 2R (ciment Calcia) ou le Rolac 645 (Lafarge), dosage 4 %.

Phasage réalisé

Etudes d'exécution

- ◆ établissement du projet d'exécution détaillé par ouvrage incluant :
 - la définition de la nature des matériaux utilisés (sols et liants),
 - les études préalables de traitement,
 - la définition de la (ou des) culée(s) d'essai(s), avec le programme d'essais associé et leur répartition dans le temps;

- ◆ établissement du programme de contrôles par ouvrage (contrôles intérieur et extérieur); validation des délais selon lesquels seront réalisés les essais.

NB : Il faut rappeler qu'un programme d'essais de contrôles est d'autant moins contraignant qu'il a été défini précisément au préalable et intégré au planning.

Travaux

Ils ont consisté à :

- ◆ préparer l'assise du remblai, généralement un décapage sur 0,30 m à 0,60 m, avec localement des substitutions si nécessaire;
- ◆ identifier, traiter les matériaux sur le lieu d'extraction, éventuellement stocker :
 - correction éventuelle de teneur en eau,
 - épandage du liant,
 - malaxage au pulvimixeur,
 - reprise des matériaux;
- ◆ édifier le remblai :
 - régalaage des matériaux,
 - montée par couches élémentaires et selon la technique du mètre excédentaire,
 - compactage (vibrant V5);
- ◆ contrôler les performances à l'aide d'un forage avec essais pressiométriques au droit de chaque culée, (à un âge minimal de 8 jours après traitement des sols);
- ◆ réaliser la culée et la seconde phase de remblaiement.

La conception initiale de ce type de fondation prévoyait de monter directement le remblai jusqu'à sa hauteur finale puis de décaisser pour réaliser la culée (figure 8). Cette disposition visait à anticiper les quelques tassements qui pourraient se produire dans le sol support lorsqu'on édifie la seconde tranche de remblai. En réalité, compte tenu de la géométrie des ouvrages et de la faible compressibilité des sols supports, seuls trois ouvrages ont été réalisés selon ce principe (tassements totaux de 3 à 8 cm stabilisés sous deux à trois semaines). Ce procédé de réalisation des fondations de culées a conduit à modifier la répartition habituelle de cer-



Photo 1

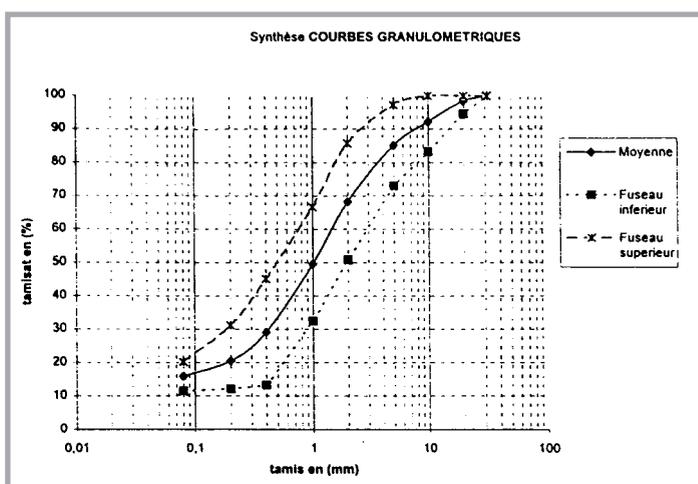


Figure 7

taines tâches. Ainsi, c'est l'entrepreneur chargé de la réalisation des terrassements généraux qui a, soit construit l'ensemble des remblais des rampes, y compris au niveau des remblais contigus, soit mis à disposition de l'entreprise chargée de la réalisation des ouvrages d'art les matériaux sélectionnés en quantité suffisante. Cette organisation, inscrite dans les pièces du marché, a eu pour objet de profiter des moyens de l'entreprise de terrassement et d'optimiser l'utilisation des matériaux disponibles.

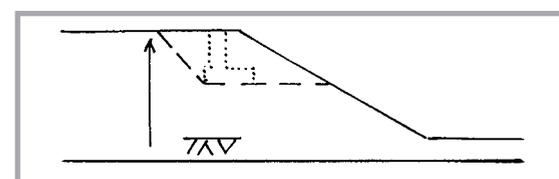


Figure 8

Résultats des essais

Les résultats des essais pressiométriques ont montré :

- ◆ que les pressions limites étaient comprises entre 2 et 5 MPa;
- ◆ que les modules de déformation variaient entre 20 et 100 MPa.

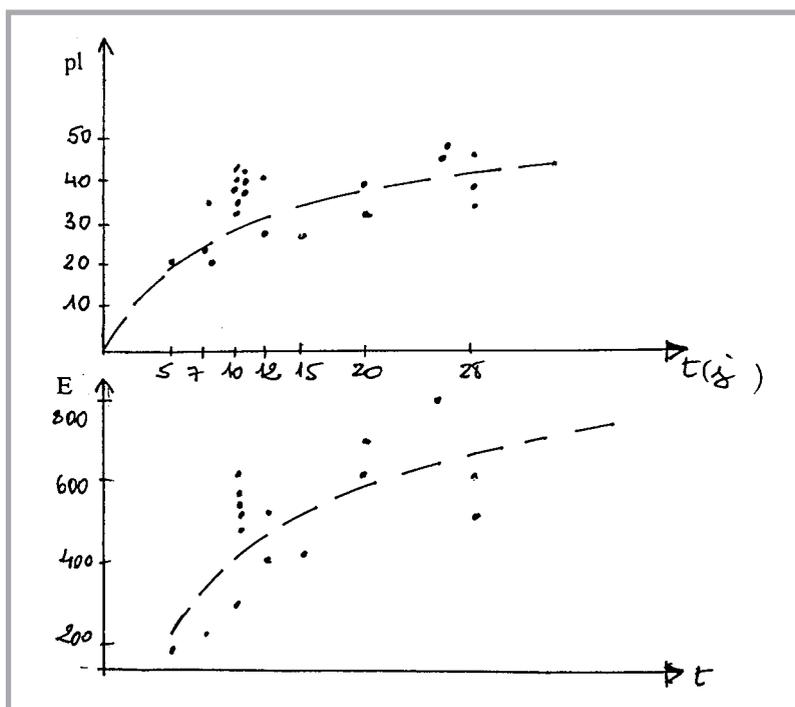
Il est à noter :

- 1) que les pressions limites ont été rarement atteintes lors des essais compte tenu de la résistance acquise par les matériaux. Elles ont été estimées par extrapolation des courbes $p, \Delta v$;
- 2) que, s'agissant de matériaux traités, les résistances évoluent avec le temps, compte tenu de la

Photo 2



Figure 9



► réaction qui se produit entre les éléments constitutifs des sols et le liant.
 Pour des raisons d'organisation, les essais (prévus initialement entre 6 et 9 jours) ont été parfois regroupés. Les âges des matériaux lors des essais pressiométriques sont de ce fait généralement compris entre 10 et 28 jours.
 Des essais à différents âges (entre 5 et 50 jours) ont été réalisés sur deux remblais (figure 9);
3) dans l'ensemble, les performances mécaniques obtenues sont élevées, satisfaisantes et supérieures aux valeurs requises pour la justification du dimensionnement des fondations. L'attention doit être attirée sur le fait que, dans ces matériaux traités, l'obtention de caractéristiques mécaniques vérifiant simplement le critère de portance de la fondation n'est pas garante pour autant d'une bonne qualité du traitement et de la mise en œuvre des matériaux.

■ ENSEIGNEMENTS TIRÉS DU CHANTIER

Comme déjà signalé au chapitre précédent, les enseignements à tirer du chantier sont relatifs :

- ◆ à la nécessité d'avoir une reconnaissance et une caractérisation précise et représentative des sols concernés, surtout lorsqu'ils sont hétérogènes (comme c'est le cas des sables plus ou moins argileux B₂, B₄, B₆ sur l'autoroute A77), cela requiert un examen critique des résultats des essais tant au niveau des études préalables qu'au niveau des contrôles;
- ◆ à l'importance de la technique du traitement des matériaux, en particulier de la phase de reprise des matériaux traités (soit au déblai, soit sur stock);
- ◆ à la nécessité de mettre en place un suivi et un contrôle régulier des conditions de mise en œuvre des matériaux et de leurs performances, qui une fois bien définis, ne se sont pas avérés contraignants vis-à-vis du déroulement du chantier dans la mesure où ils étaient parfaitement décrits dans le marché;
- ◆ à la nécessité d'une programmation adaptée compte tenu du délai minimal de prise pour les matériaux traités et d'une période de traitement possible comprise entre mars et octobre.

Il faut préciser que cette solution a permis de limiter le nombre et le volume des purges par rapport à ce que l'on aurait dû réaliser dans le cas de fondations superficielles sur les sols en place. D'autre part, il faut rappeler que si des dispositions temporaires peuvent être prises à certaines phases d'exécution des ouvrages, il est impératif par contre de s'assurer que l'ensemble du massif (remblai, terrain naturel) soit reconstitué à la géométrie finale, lorsque le tablier transmet ses efforts à la culée.

■ SYNTHÈSE

De cette expérience, nous retiendrons qu'elle a permis d'organiser différemment les travaux :

- ◆ en optimisant la réutilisation des matériaux disponibles;
- ◆ en assurant une meilleure qualité des parties d'ouvrage au travers d'une nouvelle répartition des travaux.

Cette solution s'applique à des configurations géotechniques assez larges, à l'exception cependant des sols supports trop compressibles (tassements différés et influence des tassements sur la fissuration d'un massif en sol traité).

Enfin, elle a montré l'importance et l'intérêt d'une étroite collaboration entre les concepteurs d'études générales, d'ouvrages d'art et les géotechniciens. Cette étude et cette réalisation ont également montré :

◆ l'importance d'une étude et d'une reconnaissance préalable suffisamment fiables, en particulier dans des configurations de sols hétérogènes, ainsi que d'un contrôle régulier des conditions de mise en œuvre et des performances mécaniques des matériaux en place;

◆ que l'on obtenait généralement des caractéristiques mécaniques largement suffisantes avec des dosages de 4 % dans le cas présent (pour certains matériaux, il pourrait être ramené à 3 %);

◆ que l'on pouvait optimiser le coût des fondations et des remblais contigus des culées, en réutilisant les matériaux du site grâce à un traitement aux liants hydrauliques, des gains de 10 à 20 %, voire 30 %, sont ainsi possibles sur le prix des culées.

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maitre d'ouvrage

S.A.P.R.R. (Société des Autoroutes Paris-Rhin-Rhône) - Direction de la Construction - Lyon

Maitre d'œuvre

Scetauroute Direction de projet A77 - Montargis-Amilly

Entreprises

Groupements :

- Guintoli - Dalla Vera - Colas Centre Ouest – Marcel Meunier pour le tronçon Souppes-sur-Loing - Vimory
- Guintoli - Demathieu & Bard - Colas Centre Ouest – Marcel Meunier pour le tronçon Vimory - Briare
- DTP Terrassements - GTM Construction - Scred Grands Travaux pour le tronçon Briare - Cosne-sur-Loire

ABSTRACT

Example of optimised bridge abutment foundations on motorway A77

Ph. de Bechevel, A. Morbois, J.-L. Dabert

As the quality materials found along the route of France's motorway A77 between Dordives and Cosne-sur-Loire are limited in volume and concentrated on the north end of the worksite, embankments contiguous with bridges were constructed using materials available from cuttings, after treatment with hydraulic binders. Project cost optimisation was sought by taking advantage of the mechanical performance obtained on these materials for their use in overpass abutments along the motorway. These arrangements yield a significant economy, as high as 30 % of the cost of the bridge support structures.

RESUMEN ESPAÑOL

Ejemplo de optimización de los cimientos de los estribos de los puentes corrientes de la autopista A77

Ph. de Bechebel, A. Morbois y J.-L. Dabert

Al estar limitados en volumen los materiales de calidad noble existentes en el trazado de la autopista A77 entre Dordives y Cosne-sur-Loire, y además de encontrarse concentrados en el extremo norte de las obras, los rellenos contiguos a las estructuras se han obtenido por reutilización de los materiales disponibles procedentes de los desmontes, previo tratamiento mediante aglomerantes hidráulicos. La optimización de los costes del proyecto se ha proseguido por la valorización de las prestaciones mecánicas obtenidas en estos materiales para cimentar los estribos de los pasos superiores corrientes. Estas disposiciones dan lugar a un ahorro significativo que puede alcanzar un 30 % del coste de los estribos.

Le viaduc de la Dordogne Brive/Montauban

Des fondations "très"

La traversée par l'A20 d'une vallée aussi prestigieuse et fragile que celle de la Dordogne à hauteur de Souillac (46) ne s'annonçait certes pas comme une chose facile.

Le projet cumule en effet ici toutes sortes de contraintes : agriculture très riche, milieu naturel classé Natura 2000, instabilité hydraulique de la rivière... auxquelles il faut ajouter la pression des délais, la livraison de l'ouvrage conditionnant l'ouverture de 46 km d'autoroute.

Mais la gageure la plus inhabituelle a été sans conteste de réaliser les fondations du viaduc qui franchit toute la vallée inondable, dans un sous-sol dont le caractère totalement erratique n'a cessé de surprendre, tout au long des études puis du chantier, les spécialistes les plus endurcis.

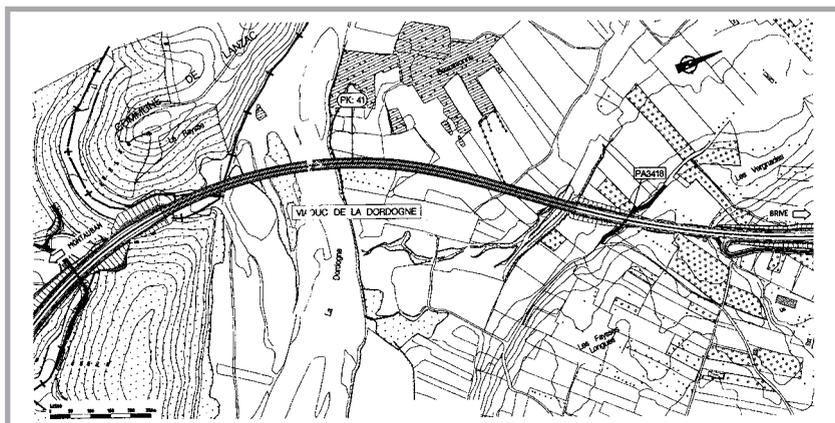
Tant par la palette des techniques mises en œuvre que par les difficultés rencontrées dans la conduite des travaux, ce chantier de fondations restera comme le morceau de bravoure technique d'A20.

Il revenait aux acteurs principaux et méritants de cette aventure collective, maintenant terminée avec succès, d'en décrire la démarche et le déroulement.

Gilles Calas

DIRECTEUR D'OPÉRATION A20
Autoroutes du Sud de la France

Figure 1
Vue en plan
du viaduc
Plan view
of viaduct



© Seetauroute

■ PRÉSENTATION GÉNÉRALE

La liaison autoroutière A20 Brive/Montauban longue d'environ 130 km, concédée à la société Autoroutes du Sud de la France (ASF), franchit la Dordogne dans le département du Lot, au sud de la ville de Souillac.

Au droit de l'ouvrage autoroutier, le lit mineur de la Dordogne présente une largeur de l'ordre de 300 m. La rive gauche est dominée par de hautes falaises calcaires et la basse plaine inondable en rive droite composée d'alluvions fertiles, s'étend sur une longueur d'environ 800 m. L'autoroute y décrit une large courbe en "S" avec une ligne rouge située entre 10 et 25 m par rapport au niveau de la plaine.

Le franchissement du lit mineur de la Dordogne et de sa basse plaine inondable en rive droite est assuré par un ouvrage d'art non courant d'une longueur de 1070 m (figure 1). L'ouvrage est constitué d'un tablier unique de 20,10 m de largeur utile entre dispositifs de retenue, supportant les deux sens de circulation. Sa structure à hauteur constante est de type bipoutre ossature mixte avec pièces de pont pour des portées courantes de 80 m.

■ GÉOLOGIE DU SITE

Le franchissement de la Dordogne par l'autoroute A20 recoupe trois secteurs distincts :

- ◆ la rive gauche de la Dordogne où le tracé intercepte une combe sèche étroite à fond plat encadrée par deux versants abrupts où le calcaire est subaffleurant. Le fond de la combe est tapissé sur une profondeur variable allant jusqu'à 9 m par une couche d'argile limoneuse en surface puis sableuse et graveleuse en profondeur qui repose sur un

substratum calcaire massif, siège d'une karstification relativement modérée ;

- ◆ le lit mineur de la Dordogne qui présente une série d'îlots constitués par des alluvions sablo-graveleuses recouvrant sur des épaisseurs variables de 2 à 9 m le rocher calcaire lui aussi karstifié ;

- ◆ la basse plaine en rive droite de la Dordogne où les alluvions d'une épaisseur comprise entre 8 et 10 m se composent d'une couche de limons finement sableux en surface surmontant des galets, graviers et sables lâches. Ces alluvions reposent sur le substratum calcaire qui est le siège d'une activité karstique très importante se manifestant en surface sous la forme d'effondrements naturels du terrain (fontis) pouvant dépasser une dizaine de mètres d'amplitude et plusieurs mètres de profondeur (photo 1). Ces phénomènes naturels sont relativement fréquents et peuvent être observés principalement lors des décrues de la rivière.

La difficulté majeure de cet ouvrage résidait donc dans la problématique particulière de la conception des systèmes de fondations du viaduc vis-à-vis de ces phénomènes d'effondrements naturels du terrain.

■ LES ÉTUDES GÉOLOGIQUES ET GÉOTECHNIQUES

Les reconnaissances préalables

Les premières reconnaissances ont intéressé principalement la basse plaine rive droite afin de tenter d'apprécier la configuration d'ensemble du site, la taille et la répartition géographique des zones susceptibles d'être affectées par des effondrements, l'existence d'un éventuel système karstique "organisé" et d'exutoires potentiels de ce réseau karstique.

Ces investigations ont consisté essentiellement en :

- ◆ une étude par photo-interprétation (cartographie des anomalies topographiques et des indices hydriques) ;
- ◆ une reconnaissance géophysique associée à une campagne de sondages pour vérifier la conformité du modèle ;
- ◆ des prélèvements et essais sur matériaux alluvionnaires et de remplissages karstiques ;
- ◆ l'étude du régime hydraulique dans les alluvions et les karsts (piézomètres à contre-pression dans les karsts et à tube ouvert au toit du calcaire) ;
- ◆ l'étude du "mécanisme" des effondrements par

sur l'autoroute A20

spéciales

reconnaisances spécifiques au droit de fontis déclarés.

L'ensemble de ces reconnaissances et études a permis de tirer les enseignements suivants :

- ◆ le substratum de la basse plaine rive droite est le siège d'anomalies karstiques très importantes en taille et en nombre, selon une densité plus ou moins forte, mais toujours présentes ;
- ◆ la structure du massif rocheux n'a pu être établie clairement. Les reconnaissances menées au droit du franchissement et par corrélation avec d'autres effectuées plus au nord, laissent supposer que les anomalies karstiques pourraient correspondre à des fractures subverticales plus ou moins larges.

Concernant la formation des fontis, plusieurs hypothèses ont pu être avancées :

- ◆ départ des remplissages karstiques argileux entraînant les alluvions sus-jacentes ;
- ◆ érosion interne au sein des alluvions par entraînement des sables au travers des graves grossières et galets selon une direction sensiblement horizontale (gradient hydraulique lors des décrues de la Dordogne).

En fait, et selon toute vraisemblance, combinaison des deux phénomènes ci-dessus (les investigations menées au droit de fontis déclarés n'ont pas permis de retrouver de karsts débouchants, ni de matériaux de remplissages alluvionnaires dans les karsts à l'aplomb même de ces fontis).

Les reconnaissances détaillées

Sur la base des résultats de ces premières investigations, des reconnaissances complémentaires par sondages destructifs ont été engagées au droit des zones pressenties pour l'implantation des appuis de l'ouvrage, l'objectif étant de rechercher un substratum suffisamment sain et épais pour accepter les descentes de charges de l'ouvrage et un environnement des appuis suffisamment peu perturbé pour que la stabilité des fondations ne risque pas d'être affectée par d'éventuels fontis contigus avec entraînement des matériaux alluvionnaires. Compte tenu de l'extrême hétérogénéité du site, ces reconnaissances ont été très lourdes (près de 10 000 m de sondages ont été effectués) et ont conduit à modifier à plusieurs reprises l'implantation des appuis. Certaines zones étaient tellement perturbées qu'une véritable cartographie a dû être établie par un réseau de sondages à maille carrée. Bien que ces reconnaissances aient permis d'aboutir par "tâtonnements" à une implantation *a priori*

optimale des appuis, cette dernière n'était toutefois pas idéale et donc sans risque. La conception des fondations devait donc, malgré tout, prendre en compte pour certains appuis, l'éventualité d'effondrements aléatoires de terrain, tant en position qu'en amplitude.

■ LA CONCEPTION GÉNÉRALE DES SYSTÈMES DE FONDATIONS

Dans le cas où l'épaisseur de la couche d'alluvions est suffisamment faible pour que le substratum puisse être atteint moyennant des terrassements classiques, la semelle de fondation est descendue au rocher, ce dernier étant prévu d'être éventuellement traité et conforté en fonction des anomalies et indices karstiques reconnus en fond de fouille et selon leur extension déterminée alors par sondages complémentaires.



Photo 1
Fontis naturel
Natural
subsidence

Lorsque l'épaisseur de la couche d'alluvions est plus importante et que le substratum ne présente que peu d'anomalies et de faible extension, la semelle de fondation est calée au plus haut et fondée classiquement sur pieux forés en béton armé. Pour les appuis concernés, des sondages de reconnaissances complémentaires ont été réalisés à l'aplomb même des pieux et de leur environnement immédiat afin de vérifier qu'il n'existait pas d'anomalie de nature à remettre en cause ce choix de fondation.

Pour les appuis où l'épaisseur de la couche d'alluvions est importante avec un substratum présentant des anomalies karstiques significatives, susceptibles de générer des effondrements, le sys-

Olivier Bonifazi-



Grenouilleau
CHARGÉ DE MISSION
OUVRAGES D'ART
Scetauroute (direction
de projet A20)

Yves Guerpillon



CHEF DU DÉPARTEMENT
GÉOTECHNIQUE
ET MATÉRIEAUX
Scetauroute

Daniel Thiriât



DIRECTEUR TECHNIQUE
Botte Sade Fondations

Eric Coppi



DIRECTEUR TRAVAUX
Botte Sade Fondations

Roger Massonnet



DIRECTEUR TECHNIQUE
DU GROUPE
Fondasol

Figure 2
Plan type
du système
de fondation
Typical plan
of foundation
system

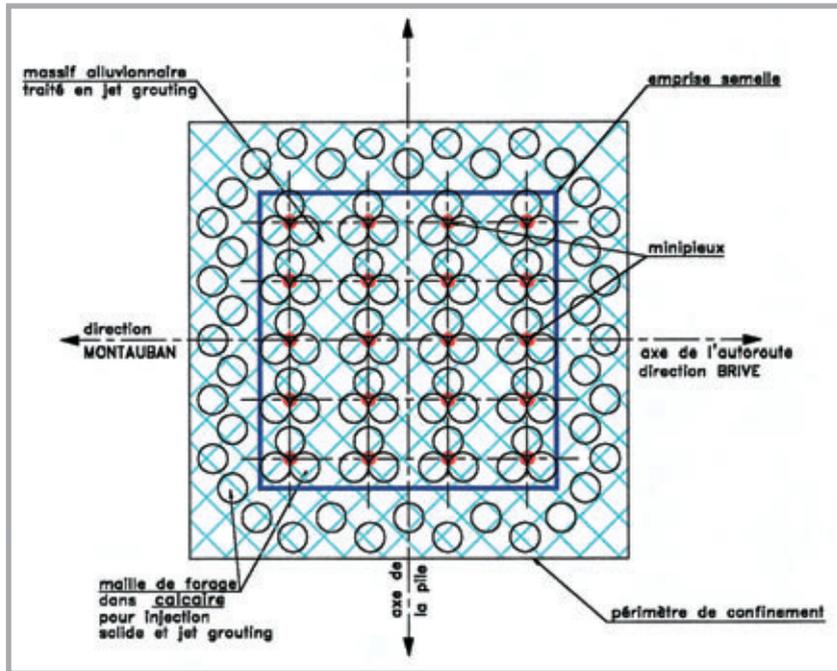
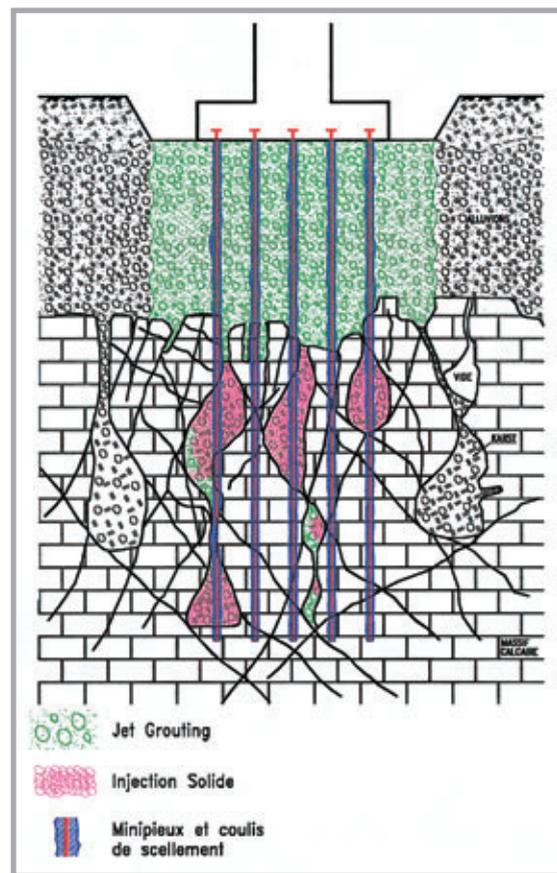


Figure 3
Coupe type
du système
de fondation
Typical section
of foundation
system



tème de fondation fait appel à plusieurs techniques décrites ci-après (figures 2 et 3), chacune d'entre elles considérée séparément ayant un triple objectif : permettre à elle seule le report des charges dans le substratum, assurer le confortement du massif de fondation, pallier une défaillance locale des autres techniques mises en œuvre :

- ◆ jet grouting dans les alluvions : l'opération consiste à réaliser un confortement homogène du massif alluvionnaire dans la zone d'influence de la semelle de pile fondée superficiellement. Celui-ci est obtenu par un maillage de colonnes de jet grouting sécantes encastrées dans le substratum calcaire. Ce traitement assure ainsi la stabilisation des alluvions vis-à-vis d'entraînements de maté-

riaux consécutifs à des fontis, le pontage des karsts débouchants en toit du substratum calcaire et le report des charges de ce dernier. Cette disposition permet également la poursuite des travaux de fondations en toute sécurité (les sondages de reconnaissance ont montré en effet qu'à eux seuls ils étaient susceptibles de provoquer des fontis) ;

- ◆ jet grouting dans les karsts : une fois le massif alluvionnaire traité, il est alors procédé à des forages descendus cette fois-ci en profondeur dans le substratum afin d'y localiser les passages karstiques et procéder là aussi à leur traitement par jet grouting. Cette opération a pour but essentiel de réaliser des "colonnes supports" entre bancs calcaires susceptibles de s'effondrer et assurer par la même le report des charges en profondeur ;

- ◆ minipieux : il s'agit d'une technique intermédiaire entre le micropieu (diamètre inférieur à 250 mm) et le pieu (diamètre supérieur à 800 mm) qui consiste à sceller au travers des alluvions et karsts traités une armature en tube métallique à l'intérieur d'un forage de gros diamètre (Ø 450 à 500 mm). Elle présente l'avantage d'assurer, contrairement aux pieux une répartition uniforme des charges de par leur nombre et contrairement aux micropieux un meilleur comportement mécanique vis-à-vis du flambement et des sollicitations horizontales. Compte tenu des enjeux techniques et financiers importants, le maître d'ouvrage a fait procéder à la réalisation d'un chantier expérimental dans le cadre d'un marché séparé, destiné à tester les conditions et paramètres d'exécution de ces techniques spécifiques.

Ce chantier expérimental confié après appel d'offres à Soletanche Bachy a permis de tirer les enseignements suivants :

- ◆ le traitement par jet grouting du massif alluvionnaire s'est avéré particulièrement efficace, notamment en termes d'homogénéité et de résistance ;
- ◆ le traitement des karsts par jet grouting a été par contre beaucoup plus délicat compte tenu de la nature des remplissages karstiques majoritairement constitués d'argiles inconsistantes et liquides (dispersion du coulis de jet). Les différents essais ont montré que pour obtenir le résultat escompté, il était nécessaire de procéder à des injections solides préalables en sable filler destinées à servir de "sol support" au jet grouting ;
- ◆ les essais de forage et de scellement des minipieux ont quant à eux montré que pour être réalisés dans de bonnes conditions, l'efficacité des traitements préalables des alluvions et des karsts était un facteur déterminant.

LE DIMENSIONNEMENT DES FONDACTIONS

Il convenait donc que les charges verticales se reportent à tous les niveaux, depuis la surface jus-

qu'au massif calcaire sain en profondeur. En ce qui concerne les efforts horizontaux, ils sont repris naturellement par frottement de la semelle sur le massif alluvionnaire "jetté" et par contrainte de cisaillement dans les minipieux.

Alluvions "jettées"

Le dimensionnement a consisté à reprendre dans un premier temps et de façon indépendante, la totalité de la descente de charges de l'ordre de 30 MN par la seule assise alluvionnaire traitée en jet grouting. Les mesures effectuées sur sol traité lors du chantier expérimental ont montré une valeur de résistance à la compression de 7 MPa. Pour des colonnes de jet grouting de 1,20 m de diamètre, la capacité portante à la rupture est ainsi de 0,8 MN. Toutefois, le massif consolidé sous la fondation devant être homogène de manière à éviter des entraînements de graves ou de fines lors de possibles circulations d'eau, le nombre de colonnes de jet grouting mis en œuvre est en fait plus important que celui nécessaire à la reprise de la charge appliquée. La contrainte réelle statique sur le massif jetté se réduit ainsi à des valeurs inférieures à 0,3 MPa.

Minipieux

Le dimensionnement des minipieux a également été effectué sans tenir compte des confortements par jet grouting.

Lors des premières reconnaissances de sols avec essais pressiométriques, le q_s défini à partir du fascicule 62 titre V était de 0,54 MPa. Un essai de traction sur un minipieu effectué lors du chantier expérimental a donné un q_s de 0,566 MPa, confirmant par excès la valeur théorique. Il a donc été pris en compte d'une manière sécuritaire la valeur théorique.

Pour tenir compte des difficultés d'exécution des minipieux dans un site karstique pouvant ne pas être totalement traité, le prédimensionnement des minipieux d'un diamètre théorique de forage de 450 mm a été fait en considérant le cas où le forage à l'Odex avec télescopage (tubage à l'avancement) pourrait être nécessaire et conduire à une réduction du diamètre de forage à 385 mm.

Afin d'obtenir une bonne diffusion des contraintes dans l'assise calcaire et comme une inclinaison des minipieux de ce diamètre, testée lors du chantier expérimental, s'est avérée irréalisable, le nombre de minipieux a été fixé "forfaitairement" à 20 ou 24 suivant les piles. Les charges sur chaque minipieu varient ainsi de 1,5 à 2,4 MN. L'encastrement minimum dans le calcaire sain a donc été fixé entre 8 et 10 m suivant les descentes de charges. Pour tenir compte de tous les aléas pouvant se présenter, il a également été défini la hauteur admissible de karst non traité qui ne mettait pas en péril



© Botte Sade

Photo 2
Colonnes d'essai -
Jet grouting
dans les alluvions
Test columns -
Jet grouting in alluvia

la tenue des minipieux vis-à-vis du flambement. A partir des inerties des armatures des minipieux mises en place (\varnothing 339,7 mm ep. 15 mm), cette hauteur a été déterminée en utilisant d'une manière conservatrice la formule d'Euler et en supposant une articulation aux deux extrémités du minipieu (coefficient m pris égal à 1). La hauteur libre admissible était ainsi de l'ordre de 9 m.

Les longueurs des minipieux ont donc été définies pour chaque pile sur le chantier, en tenant compte d'un encastrement minimal dans le calcaire sain, et en vérifiant par l'analyse des enregistrements des paramètres de forage qu'il n'existait pas de vides importants lors de la traversée de la formation calcaire.

Les procédures d'exécution

Compte tenu du caractère totalement aléatoire des karsts (profondeur, extension, nature du remplissage), la démarche qualité de tels travaux a été très élaborée afin de tenter d'éliminer toute mise au point sur le terrain incompatible avec le déroulement normal des travaux.

Il a donc été indispensable d'anticiper au mieux les différentes configurations de sols susceptibles d'être rencontrées et de définir en conséquence, la solution et la technique de traitement la mieux adaptée à mettre en œuvre en temps réel sur le chantier.

En complément du plan d'assurance qualité, 38 procédures d'exécution, 32 dossiers techniques et 29 plans d'exécution ont ainsi été établis.

Les fiches de chantier qui comprenaient à la fois le report des données d'exécution et en vis-à-vis le programme des travaux à suivre ont atteint le nombre de 3600 unités pour l'ensemble du chantier. Elles ont été d'une importance primordiale dans la mesure où leur exploitation en temps réel a permis de valider au jour le jour chaque phase de travaux et réorienter éventuellement le programme prévisionnel des phases suivantes avant leur engagement.

Les travaux de jet grouting dans les alluvions

Des colonnes d'essais ont été réalisées pour vérifier que les objectifs du marché et ceux découlant du chantier expérimental pouvaient être atteints par les moyens et méthodes propres à l'entreprise (photo 2).

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maitre d'ouvrage

Autoroutes du Sud de la France (ASF)

Maitre d'œuvre

Scetauroute

Contrôle extérieur fondations

Scetauroute DGM

Entreprises

- Carillion BTP Nicoletti : génie civil (mandataire)
- Baudin Chateauneuf : charpente métallique
- Botte Sade Fondations : fondations spéciales et profondes
- Fondasol : contrôle externe fondations

Figure 4
Pile P8 : implantation des colonnes de jet grouting - Carte du toit du calcaire

Pier P8 : Location of jet grouting columns - Map of limestone roof

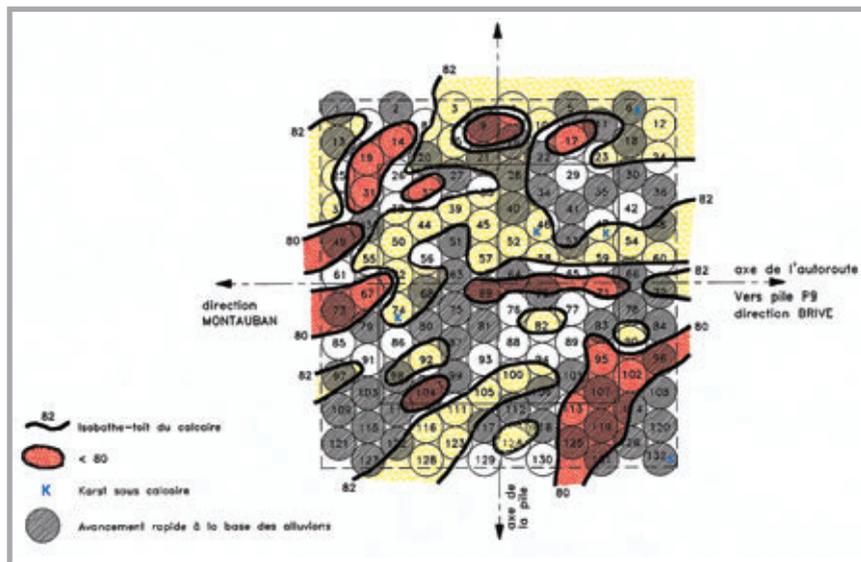


Photo 3
Injection solide
Solid grouting



ge du toit du substratum calcaire (présence de karsts débouchants) et de la compacité des alluvions (figure 4).

Les travaux de reconnaissance et de traitement des cavités karstiques

Les forages de détection des karsts ont été implantés selon un maillage permettant un confinement général des karsts sous la semelle, complété par un maillage plus serré en "marguerite" autour des futurs minipieux afin de favoriser leur foration au travers des karsts et éviter une déperdition du coulis du scellement (figure 2).

Les anomalies karstiques décelées par l'enregistrement des paramètres de forage ont été ensuite traitées en injection solide avec des critères de volume et pression (20 bars maximum) fixés à l'avance. Le mortier utilisé a été un sable filler ciment en périphérie pour assurer un encagement pérenne du massif et un sable filler sans ciment à l'intérieur de la semelle destiné à servir de sol support pour le jetting des karsts. L'injection solide s'est faite par l'intermédiaire de tubes de bétonnage remontés par passes de 0,50 m au fur et à mesure de la mise en place du mortier (photo 3).

Les sept piles où les karsts ont été ainsi traités ont conduit, après réalisation de 15,700 ml de forages de détection, à mettre en œuvre 4 700 m³ d'injection solide (variant entre 50 et 1 350 m² selon les appuis).

L'extension des anomalies karstiques et les quantités d'injection solide ont été répertoriées et ont fait l'objet de cartographies pour chaque pile (figures 5 et 6). L'enregistrement des paramètres de forage de détection a également permis de vérifier l'efficacité du traitement du massif alluvionnaire. Les anomalies karstiques ont été ensuite reprises en jet grouting pour assurer la cimentation des matériaux de remplissages (limon, argile caillouteuse...), ainsi que le traitement des vides et des passages très décomprimés comblés par l'injection solide.

Le jet a été effectué sous une pression plus réduite de 350 bars avec une vitesse de remontée de 40 cm/mn et un débit de 280 l/mn.

Il a été réalisé pour l'ensemble des piles 3 200 m de jetting.

Les minipieux

Le forage des minipieux a été réalisé au marteau fond de trou adapté à la traversée du substratum calcaire particulièrement massif et résistant sur la hauteur de l'ancrage (résistance à la compression simple de 40 à 60 MPA). Cette technique a nécessité la mise en place d'un volume d'air disponible de 50 000 l/mn sous une pression de 20 bars afin de remonter les déblais (photo 4).

La technique retenue a été celle du jet simple avec mise en place d'un volume du coulis important ($c/e = 1$) de 280 l/mn sous une pression de 450 bars, ce qui a permis d'obtenir un diamètre unitaire de colonne de 1,40 m pour une vitesse de remontée de 24 cm/mn.

La foration a été réalisée en rotopercussion pour permettre la traversée des galets et celle du calcaire.

Les six massifs alluvionnaires traités en jet grouting ont nécessité 8,510 ml de forages et 6,038 ml de jetting.

L'analyse des forages a permis de donner une ima-

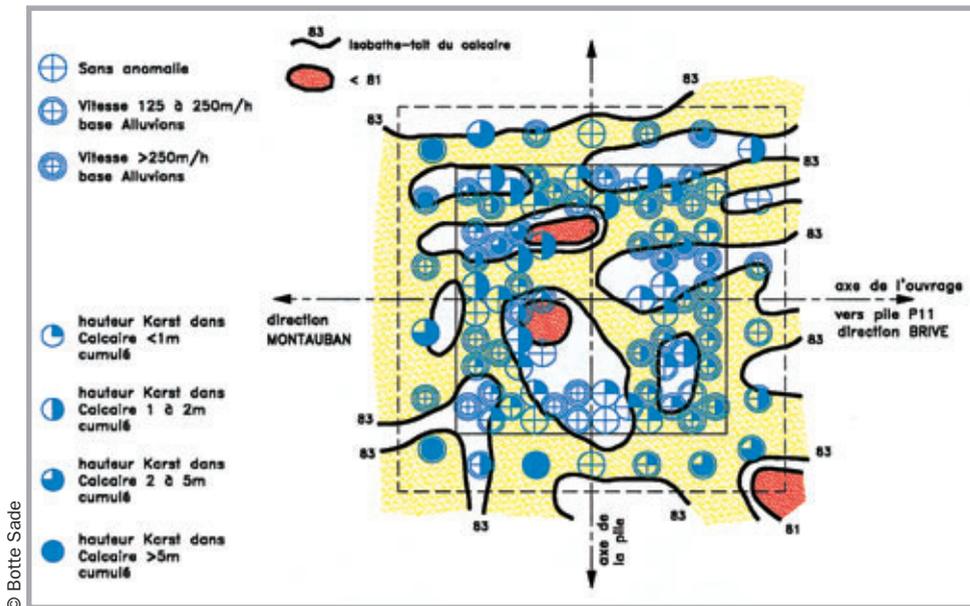


Figure 5
Pile P10 : anomalies forages de détection karsts
Pier P10 : Karst detection drilling anomalies

Le forage dans les zones karstiques traitées n'a généralement pas posé de problème de tenue avec peu de pertes de fluides. Le recours à des "chaussettes" en géotextile pour assurer la continuité du scellement n'a été que rarement utilisé.

Le franchissement dans les massifs alluvionnaires s'est fait localement avec difficultés du fait de l'énergie développée par le marteau fond de trou et de la fragilisation de la cimentation au jet grouting des gros galets et de la zone de contact alluvions - calcaire. Dans ce cas, un simple comblement gravitaire au coulis de ciment avec reforage a donné satisfaction.

La pose des tubes armatures et leur scellement se sont déroulés avec peu d'aléas.

Il a été réalisé pour les sept piles 5430 ml de forage de minipieux.

Les travaux de recepage qui terminent la phase fondation ont mis à jour un massif alluvionnaire jetté homogène (photo 5).

Moyens et calendrier d'exécution

La présence de deux piles exécutées en rivière à l'abri d'un batardeau et la programmation des travaux de génie civil menés concomitamment depuis chaque extrémité du viaduc ont nécessité la mise en place de moyens importants. De plus, la gestion de l'injection solide dépendant directement des volumes à mettre en place (très différents d'un point à l'autre) et les temps de séchage entre phases ont été des contraintes fortes. Bien que "linéaire", ce chantier a nécessité une organisation spécifique liée notamment à l'enchaînement de travaux de natures différentes (photo 6). Des travaux en poste ont été nécessaires et le nombre d'ateliers a atteint dans les périodes de pointe :

- ◆ 2 ateliers de jet grouting dans les alluvions et karsts ;
- ◆ 4 ateliers de reconnaissance des karsts ;
- ◆ 3 ateliers d'injection solide ;
- ◆ 2 ateliers de minipieux.



Photo 4
Forage d'un minipieu
Drilling a mini-pile

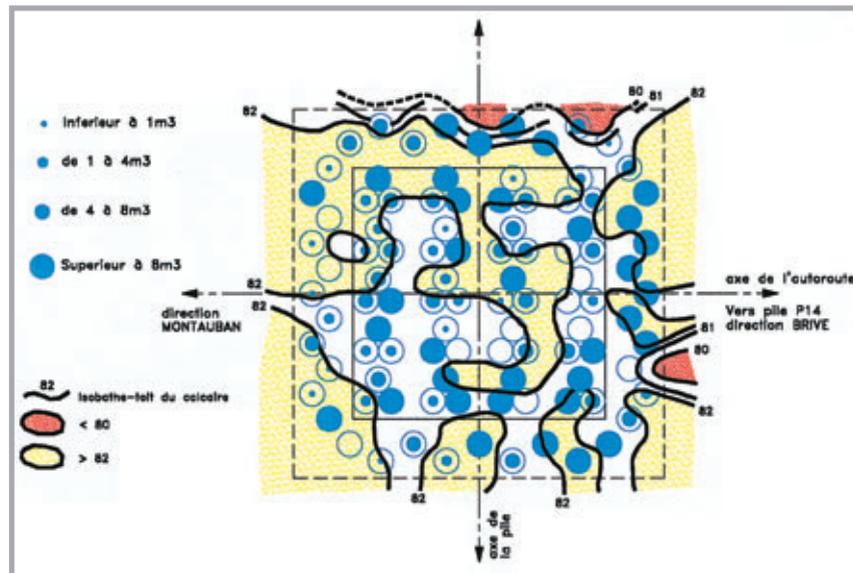


Figure 6
Pile P13 : absorption en injection solide
Pier P13 : Solid grouting absorption



Photo 5
Massif de jet grouting en cours de recepage avec ses minipieux
Jet grouting block during strike-off with its mini-piles

La période intensive de ce chantier de fondations s'est déroulée de septembre 1999 à juin 2000.

CONCLUSIONS

Malgré l'hostilité presque quotidienne du milieu naturel, les fondations du viaduc de la Dordogne ont

pu être achevées avec succès. Les difficultés liées à l'extrême hétérogénéité du site et au caractère aléatoire des karsts ont pu être gérées et maîtrisées en particulier grâce à la mise en place de procédures spécifiques destinées à les anticiper et à la capacité de réaction de tous les acteurs de la construction. En tout état de cause, l'enseignement principal qui ressort de cette expérience est qu'un karst peut s'avérer "sournois et malin", avec un comportement parfois surprenant qui ne répond à aucune logique, mais il n'est pas "invincible" !



© Botte Sade

Photo 6
Vue d'ensemble du chantier
dans la plaine rive droite
General view of worksite
in the right bank plain

ABSTRACT

The Dordogne viaduct on the Brive/Montauban A20 motorway **"Very" special foundations**

O. Bonifazi-Grenouilleau, Y. Guerpillon, D. Thiriat, E. Coppi, R. Massonnet

The Brive/Montauban motorway A20 crosses the Dordogne River and its lower plain on the right bank via a bridge 1,070 m long. The major difficulty of this structure is the design and construction of its foundations owing to the presence of a deep limestone substratum having a very strong karstic activity resulting in the natural cave-in of alluvial soils on the surface. This article describes the original foundation system used, combining jet and solid grouting and mini-piles.

RESUMEN ESPAÑOL

El viaducto del río Dordogne en la autopista A20 Brive/Montauban **Cimientos "muy" especiales**

O. Bonifazi-Grenouilleau, Y. Guerpillon, D. Thiriat, E. Coppi y R. Massonnet

La autopista A20 Brive/Montauban salva el río Dordogne y su planicie inferior de la margen derecha por medio de una estructura nada corriente, de una longitud de 1 070 m. La dificultad más significativa de esta estructura reside en el concepto y la ejecución de sus cimientos, debido a la presencia en profundidad de un substrato calizo cuya elevada actividad kárstica se manifiesta por hundimientos naturales de los terrenos aluviales en la superficie. El presente artículo describe el sistema original de los cimientos implementado en que se combinan el jet grouting, inyecciones sólidas y minipilotes.

Portance et réalisation des fondations de deux ponts sur le haut Niger

Dans le cadre d'un projet de réhabilitation de la route nationale RN1 en République de Guinée, le LCPC s'est vu confié une mission d'expertise en relation avec la réalisation et le dimensionnement des fondations profondes de deux ouvrages de franchissement.

Le sol de fondation, constitué par des matériaux certes indurés mais mal connus quant à leur portance effective et à leur sensibilité au remaniement, a justifié que soit réalisé un essai de chargement en vraie grandeur, sur pieux instrumentés.

Le présent article met un accent tout particulier sur les performances des pieux en terme de capacité portante mais aussi sur les précautions à observer lors de la mise en œuvre pour y satisfaire. Il présente un certain nombre d'éléments qui pourraient constituer d'utiles références pour les projeteurs de futurs ouvrages à construire dans la région.

INTRODUCTION

Le franchissement du Niger entre Kouroussa et Kankan se situe sur un axe stratégique pour le développement économique de la Guinée. Il assure la liaison entre la Guinée Maritime, la Moyenne Guinée et la Haute Guinée. Ce franchissement étant jusque là assuré par deux bacs, il a été décidé de construire une liaison fixe pour recevoir le trafic généré par la réhabilitation de la Route Nationale RN1 entre Kouroussa et Kankan (figure 1).

Le pont sur le Niger, à Yrikiri, était l'ouvrage de franchissement majeur du projet avec une longueur totale de 385 m. Il comportait 12 appuis fondés sur pieux forés de diamètre \varnothing 1 000 mm. Le pont sur le Manié, à travée unique de 25 m, a été fondé également sur des pieux forés de même diamètre.

Les travaux, financés par la Commission européenne et contrôlés sur place par Louis Berger International, ont été confiés au groupement Salini Costruttori S.p.A et Strabag International GmbH pour la structure des ouvrages et la route. La sous-traitance des pieux étant assurée par l'entreprise Edilsonda de Rome. Le pont, dont la construction a commencé en février 1999, a été ouvert au public le 10 mai 2000 (photo 1). Il a été inauguré en même temps que la route, le 16 décembre 2000.

La mission du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) avait pour objectifs [1] :

- ◆ évaluer la validité de la campagne de reconnaissance des sols le long des tracés de chaque pont ;
- ◆ apprécier l'adéquation des moyens choisis pour réaliser les fondations et la qualification du sous-traitant désigné pour en assurer la mise en œuvre ;
- ◆ déterminer la portance réelle des pieux et plus particulièrement de la couche d'ancrage constituée par des pérites arkosiques, de manière à s'assu-



Figure 1
Situation
du projet

Location
of project



Photo 1
Vue de l'ouvrage
sur le Niger terminé
et enlèvement
du batardeau
View of bridge
over the Niger completed
and removal of cofferdam

rer de la validité du dimensionnement avant de passer à la phase définitive des travaux ;

- ◆ prendre la mesure des difficultés présentées par la réalisation des pieux, dans les conditions du chantier, et procéder aux adaptations nécessaires pour que soit respecté le planning des travaux.
- Concernant ce dernier point et partant d'un rendement donné raisonnable de un pieu par jour et par atelier, il était impératif de vérifier s'il était possible

Michel Bustamante

DIRECTEUR
DE RECHERCHE
LCPC



Serge Borel

INGÉNIEUR
CHEF DE SECTION
LCPC



Luigi Gianceselli

TECHNICIEN SUPÉRIEUR
LCPC



Franco Borgato

DOCTEUR INGÉNIEUR
Commission Européenne



Figure 2
Variation des crues du Niger
au regard de la période choisie
pour la construction
des fondations
*Fluctuations in Niger flooding
in relation to the period chosen
for foundation construction*

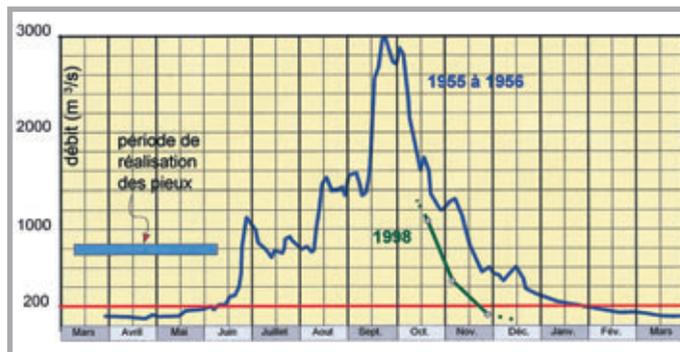


Figure 3
Implantation des pieux d'essais
sur les piles 10 et 11
*Placing of test piles
on Piers 10 and 11*

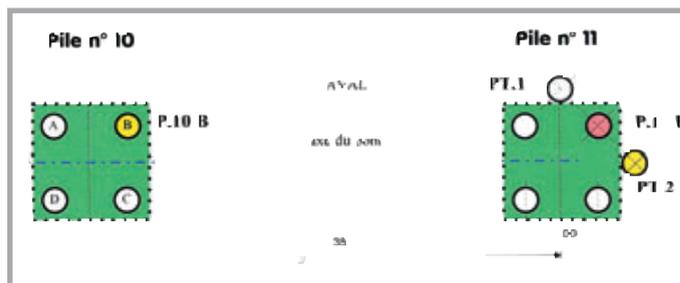


Figure 4
Coupe du sol
et profil pressiométrique
pour la pile 10
*Section of soil
and pressiometric profile
for Pier 10*

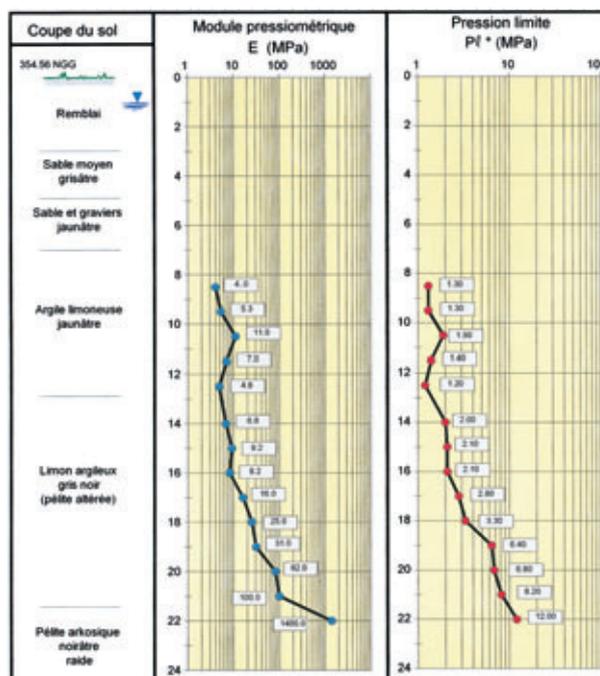


Photo 2
Aspect des pélites arkosiques
prélevées sur la pile 8
entre 20 et 25 m
de profondeur
*Arkosic mudstone sampled
on Pier 8 at depth
between 20 and 25 m*



de réaliser la totalité des 46 pieux du pont sur le Niger pendant la période d'été du fleuve où les débits n'excèdent pas 200 m³/s. La période de crue comme on le sait pouvant être redoutable et de nature à interrompre pendant de longs mois le chantier (figure 2).

En raison des exigences du planning de chantier, il a été décidé que le programme d'essais ne concernerait que le site du pont sur le Niger et comporterait (figure 3) :

- ◆ un essai de faisabilité sur un pieu de l'ouvrage situé sur la pile 10 (pieu P10B);
- ◆ un essai de faisabilité sur le pieu provisoire PT2, utilisé comme pieu de réaction lors de l'essai de chargement;
- ◆ un essai de chargement sur un pieu définitif situé sur la pile 11 (pieu P11B).

L'essai de faisabilité, à ne pas confondre avec l'essai de chargement, se limite à réaliser sur site un pieu en tous points semblable aux pieux futurs de l'ouvrage. Ce type d'essai offre la possibilité d'évaluer l'efficacité d'une technique de réalisation donnée, la qualification du personnel et de procéder aux ajustements nécessaires avant d'entamer les travaux définitifs.

■ LE CONTEXTE GÉOTECHNIQUE DES TRACÉS

Le tracé des deux ouvrages a fait l'objet de deux campagnes de reconnaissance successives :

- ◆ l'étude géotechnique d'APD demandée par le BCEOM en 1993 puis en 1994/1995 et réalisée par le LBTP d'Abidjan;
 - ◆ un complément d'étude avec sondages pressiométriques et carottages, réalisé au début du chantier par Terra en février et mars 1999.
- Au total et pour les 2 ouvrages on a ainsi réalisé :
- ◆ 14 profils pressiométriques;
 - ◆ 10 sondages carottés;
 - ◆ 4 pénétromètres dynamiques;
 - ◆ 8 tarières à main.

L'examen et la comparaison des sondages devaient confirmer que le sol à l'aplomb de la pile 10 comprenant l'un des pieux à soumettre à un essai de faisabilité, était bien représentatif des sols que l'on rencontrerait tout au long des tracés (figure 4). Pour une cote du terrain naturel située à 354,5 NGG, la succession des couches au droit de la pile P10 étaient la suivante [2] :

- ◆ de 0 à 7,5 m : remblai et dépôt alluvionnaire de sable grossier avec une pression limite de l'ordre de $0,5 < p_l < 1,5$ MPa;
- ◆ de 7,5 à 12 m : argile limoneuse jaunâtre puis bariolée avec $p_l \approx 1,3$ MPa;
- ◆ de 12 à 23 m : pélites arkosiques altérées représentées par des limons argileux gris noir dont la consistance augmente avec la profondeur et caractérisées par $2 < p_l < 3$ MPa;

◆ au-delà de 23 m : pélites arkosiques très raides, de couleur gris noir et $p_i > 6$ MPa (photo 2).

On rappellera que les pélites arkosiques du Birrien sont des sols sédimentaires détritiques, de nature argileuse et donc à grains très fins, finement stratifiés. La teneur en grains de quartz et de feldspath est élevée (jusqu'à 60 %) et le ciment est surtout composé d'argile. Ces matériaux sont *a priori* sensibles aux destructurations et remaniements causés par la mise en œuvre. Des essais de compression simple réalisés sur ces matériaux ont donné les valeurs de résistance à la compression R_c indiquées dans le tableau I.

Toutefois et comme indiqué dans le tableau II, l'analyse synthétique des sondages de l'APD devait révéler quelques incohérences (erreurs sur les cotes, confusion au niveau de la désignation des formations) ou même lacunes quant à la configuration des différents horizons et leurs caractéristiques géotechniques. La reconnaissance réalisée en début de chantier a permis de compléter utilement ces informations au moyen de carottages en gros diamètre et de sondage pressiométriques réalisés avec une sonde au rocher permettant d'atteindre des pressions limites de 6 MPa.

Les lacunes de la reconnaissance ont conduit à fixer des critères d'arrêt des pieux en relation avec les observations faites lors des essais de faisabilité sur les pieux P10B et PT2. A cet effet, il a été demandé à la Mission de contrôle de suivre précisément l'exécution de tous les pieux de l'ouvrage.

■ RÉALISATION DU PIEU P10B

En raison de sujétions de chantier particulières, la réalisation du pieu P11B destiné à l'essai de chargement proprement dit, n'a pas pu être suivie par le LCPC. Le suivi n'a pu être effectué par ce dernier que sur le pieu P10B, intéressant cependant des matériaux très semblables à ceux rencontrés à l'aplomb de la pile 11. Sur le plan de la mise en œuvre, il importait que P10B soit parfaitement comparable aux pieux des deux ouvrages futurs, c'est-à-dire qu'il soit foré sous boue et en diamètre $\varnothing 1000$ mm. Il est à noter que lors d'un premier essai de forage, d'ailleurs abandonné, on a fait une tentative de forage à sec mais les éboulements observés ont rendu l'utilisation de la boue nécessaire.

Le pieu P10B a été réalisé les 16 et 17 mars 1999 à partir d'une foreuse Soilmec RTS-3 et en procédant comme suit (photos 3 et 4) :

- ◆ mise en place d'une virole provisoire de 9 m de profondeur sous la plate-forme de travail ;
- ◆ forage au *bucket* jusqu'à 23 m sous le terrain naturel, puis recours au trépan sur les trois derniers mètres de forage pour faciliter l'attaque du *bucket* ;
- ◆ insertion de la cage d'armature ;

n°	pile du prélèvement	profondeur (m)	sol	H (cm)	Ø (cm)	R_c (MPa)
K6	P10	17,7	pélite altérée très ferme	16,65	8,5	0,6
K2	P10	22,0	pélite indurée	17,0	8,4	1,2
K3	P10	23,5	pélite indurée	10,45	8,2	4,4
K1	P10	27,5	pélite indurée	11,0	8,2	8,5
K5	P2	24,3	pélite très raide	13,8	8,2	17
K4 *	P8	29,5	pélite très raide	-	8,2	30

* la résistance à la compression de l'éprouvette K4 a été déterminée par un essai au rebond (Smith hammer)

Tableau I
Résultats des essais de compression simple R_c

Results of unconfined compression (R_c) tests

appui	sondage	carottage	pressiomètre	
			profondeur reconnue par rapport à la cote des pieux APD	mesure de la pression limite
C1	APD	D	5 m sous la pointe	insuffisante*
P2	février 1999	Ø100	2 m au-dessus de la pointe	sonde rocher
P3	APD	D	6 m au-dessus de la pointe	insuffisante*
P4	mars 1999	Ø100	5 m au-dessus de la pointe	sonde rocher
P5	APD	D	4 m au-dessus de la pointe	insuffisante*
P6	mars 1999	Ø100	2 m au-dessus de la pointe	sonde rocher
P7	APD	D	3 m au-dessus de la pointe	insuffisante*
P8	février 1999	Ø100	3 m au-dessus de la pointe	sonde rocher
P9	APD	D	niveau de la pointe	insuffisante*
P10	février 1999	Ø100	3 m au-dessus de la pointe	sonde rocher
P11	APD	D	6 m au-dessus de la pointe	insuffisante*
C12	APD	D	5 m sous la pointe	insuffisante*

Tableau II
Évaluation de la reconnaissance
Reconnaissance evaluation

D : sondage destructif mal adapté à la nature et à la fissuration naturelle des pélites
* cas où la mesure de la pression limite est restée bien en deçà de la pression réelle



Photo 3
Vue générale du forage au bucket
General view of bucket drilling



Photo 4
Séquence d'utilisation du trépan
Rock drill utilisation sequence

Photo 5
Dispositif
de chargement
sur le pieu d'essai
P11B

Loading device
on test pile P11B

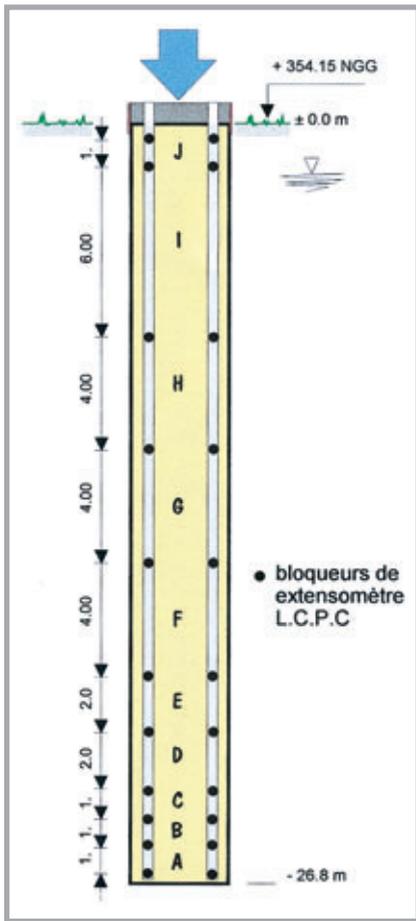


Figure 5
Disposition
schématique
des tronçons
de mesures

Schematic
arrangement
of measurement
sections



Photo 6
Insertion d'un train d'extensomètre amovible
dans le pieu avant l'essai de chargement

Insertion of a removable extensometer string
in the pile before the loading test

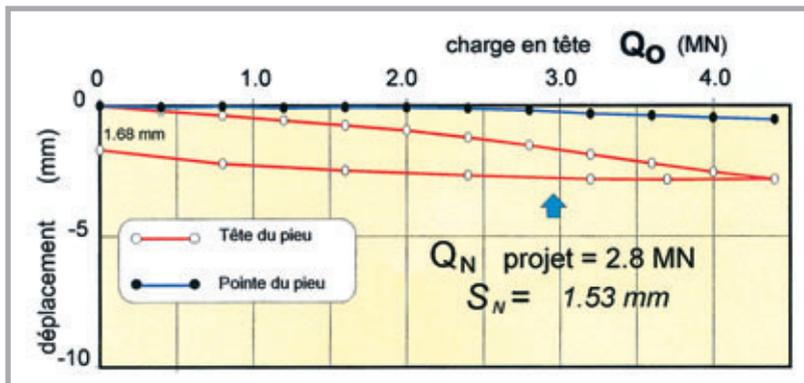


Figure 6
Courbes d'enfoncements
de la tête et de la pointe

Pile head and tip sinking curves

◆ après recyclage de la boue et dessablage, bétonnage à la goulotte avec extraction simultanée de la virole.

La boue de forage a été confectionnée à partir d'une bentonite Bentosund 120, à raison de 42 kg de bentonite pour 1000 litres d'eau. Ses paramètres, mesurés avant bétonnage, étaient les suivants : viscosité Marsh 35 s, densité 1,045 et teneur en sable 1,25 %.

Le relevé des opérations de mise en œuvre sur P10B, d'une longueur de 26,8 m une fois terminé, a permis de vérifier que celles-ci nécessitaient un total de 14 heures et 30 minutes, y compris les temps morts.

Un tel relevé confirmait que la cadence de un pieu par jour et par atelier était réaliste et qu'il était parfaitement possible de réaliser la totalité des 46 pieux sur le Niger, pendant la période d'étiage avec débit inférieur à 200 m³/s.

Le volume de béton mis en place dans le pieu P10B correspondait pratiquement au volume théorique, n'excédant que de 3 % ce dernier.

Les éprouvettes de béton ont indiqué une résistance à la compression simple à 7 jours et 28 jours de 23,5 et 29,7 MPa respectivement. Enfin, la cage d'armature qui comprenait 15 HA 20 mm a été équipée de deux tubes-logements en acier diamètre Ø 54/60 mm, destinés à recevoir les extensomètres amovibles LPC.

■ ESSAIS DE CHARGEMENT SUR LE PIEU P11B

Matériels de mesure et d'essai

Le massif de réaction et le dispositif de chargement (photo 5) ont été fournis et mis en place par Edilsonda. Le pilotage de l'essai et les mesures ont été confiés au LCPC. Le dispositif de réaction était constitué par un chevrete métallique relié aux deux pieux de réaction PT1 et PT2, forés au bucket et arrêtés à 25 m sous la plate-forme.

Les charges, appliquées à l'aide d'un vérin hydraulique de 20 cm de course, étaient contrôlées à l'aide d'un manomètre de 0-600 bar et un capteur de pression HBM de 1000 bar, préalablement étalonnés. Les enfoncements verticaux de la tête du pieu ont été mesurés à l'aide de trois comparateurs mécaniques et de quatre comparateurs potentiométriques au 1/100^e mm. On a également suivi les soulèvements de chacun des deux pieux

de réaction. Enfin, les raccourcissements unitaires du fût $\Delta l/l$ ont été mesurés à l'aide de deux trains d'extensomètres amovibles [3] installés dans les tubes-logements (photo 6), délimitant dix tronçons fictifs de mesure et distribués comme indiqué sur la figure 5.

Résultats de l'essai de chargement

Le pieu P11B, comme tous les pieux du pont sur le Niger, a été dimensionné pour reprendre une charge de service $Q_N = 2,8$ MN. L'essai de chargement, effectué après un délai de repos de 60 jours, avait pour but de vérifier la portance du pieu sous une charge au moins égale à 1,5 fois Q_N et de déterminer, grâce à son instrumentation, la résistance de pointe et le frottement latéral pour les différentes couches de sol.

Le programme de chargement a comporté un seul cycle de 11 paliers, de 0,4 MN chacun, maintenus 30 minutes pour les dix premiers paliers et 1 heure pour le dernier.

Pour limiter l'incidence de l'ensoleillement sur les mesures, l'essai a été réalisé dans la nuit du 16 au 17 mai 1999.

Les figures 6, 7 et 8 illustrent l'essentiel des relations caractéristiques obtenues :

- ◆ charges en tête Q_0 - enfoncements de la tête S_0 et de la pointe, pour chaque palier;
- ◆ distribution des efforts le long du fût;
- ◆ courbes de mobilisation du frottement latéral unitaire pour chacun des 10 tronçons de mesure.

L'analyse de ces relations montre que :

- ◆ la charge ultime Q_U du pieu P11B n'a pas été atteinte sous la charge maximale d'épreuve de 4,4 MN, le dispositif d'essai ne permettant pas d'aller au-delà. Il en est de même pour la charge critique de fluage Q_C qui n'a pas été atteinte mais qui vaut au moins $Q_C \geq 4,4$ MN;
- ◆ la charge ultime conventionnelle du pieu Q_U se situe au-delà de 6,2 MN, d'où un rapport $Q_U/Q_N > 2,2$;
- ◆ l'enfoncement de la tête correspondant à la charge de service du projet $Q_N = 2,8$ MN est égal à $S_0 = 1,53$ mm, valeur d'autant plus insignifiante que la presque totalité du déplacement résulte du raccourcissement élastique du fût;
- ◆ sous la charge maximale d'épreuve de 4,4 MN, c'est-à-dire sous 1,57 fois la charge de service, la charge reprise en pointe valait 0,53 MN soit à peine 12 % de la charge appliquée. Ces 0,53 MN ont été repris pour un déplacement de la pointe de 0,53 mm seulement, ce qui est une preuve de la qualité du contact pointe/sol;
- ◆ le frottement unitaire moyen sous la charge maximale d'épreuve égal à $q_s \geq 45$ kPa est loin d'être totalement mobilisé. On a en fait deux régimes caractéristiques, avec $q_s > 80$ kPa pour les niveaux A - B - C - D correspondant aux pétilles raides et $q_s > 40$ kPa pour les niveaux E - F - G - H - I.

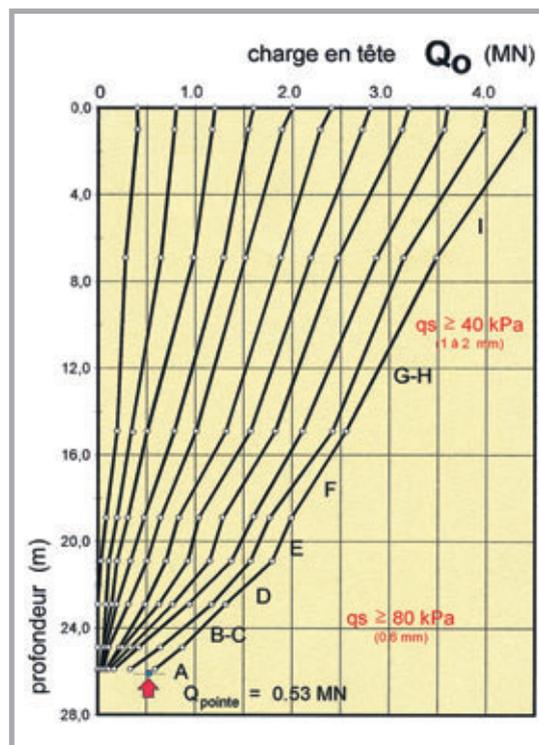


Figure 7
Distribution des efforts le long du pieu
Distribution of stresses along the pile

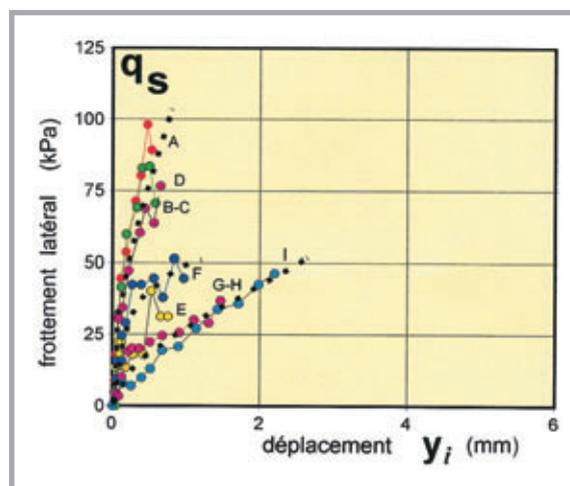


Figure 8
Courbes de mobilisation des frottements latéraux
Skin friction mobilisation curves

L'EXTRAPOLATION AUX OUVRAGES

Le pont sur le Niger

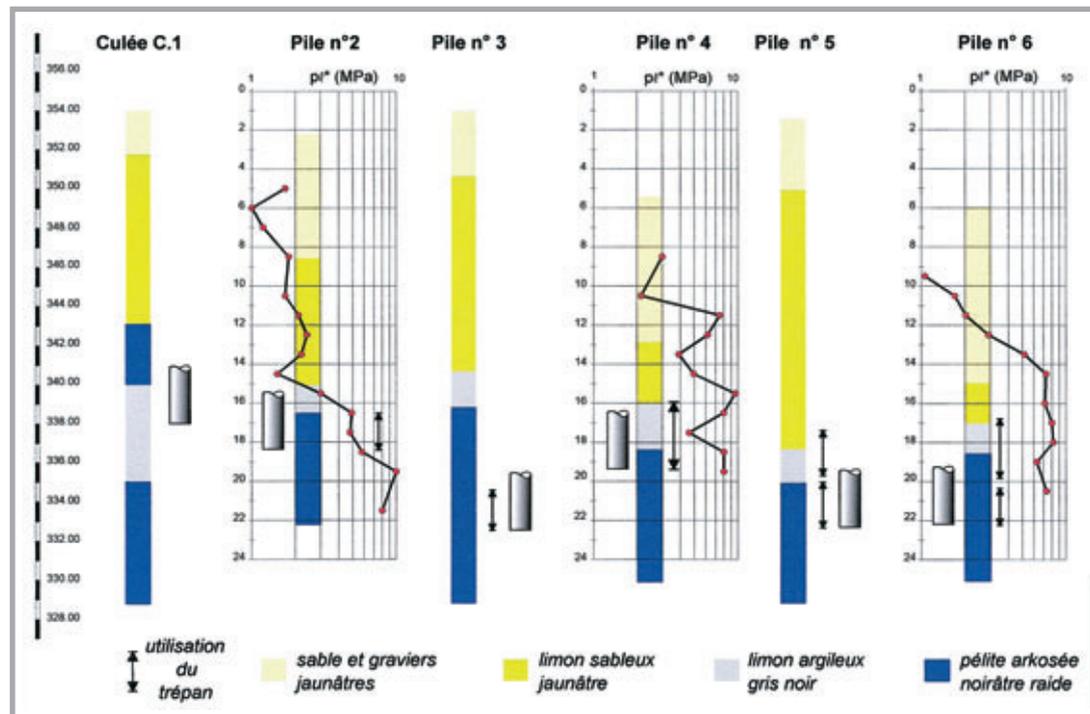
Les observations faites lors de la confection des pieux P10B et PT2 et l'interprétation de l'essai de chargement sur P10B ont permis au LCPC de fixer les critères d'arrêt des pieux tout en tenant compte des particularités et des lacunes du contexte géotechnique. Pour toutes les piles pour lesquelles manquaient certaines données géotechniques, on a associé le dimensionnement à des critères de fiabilité.

La longueur des pieux sous la semelle a été fixée suivant l'un des principes suivants :

- ◆ adopter une longueur de 22 m sous le niveau de la semelle à condition d'intégrer au moins 12 m de pétilles caractérisées par $p_l > 2,5$ MPa et cela pour

Figure 9
Exemples de cotes
d'arrêt des pieux
de l'ouvrage

Examples of bridge
pile limits



► les cas où le pieu avait été entièrement foré au *bucket*;

◆ dans les cas où l'on a dû recourir à l'utilisation du trépan pour favoriser le travail du *bucket*, encastrer le pieu d'au moins 2 m dans les pérites raides, tout en veillant à ce que cet encastrement soit surmonté par au moins 15 m de sol dont 6 m au minimum seraient des pérites caractérisées par $p_t > 2,5$ MPa;

◆ dans le cas où l'on rencontrait un horizon de pérites très raides de $R_c > 15$ MPa, encastrer le pieu de 1 m dans ce matériau. Vérifier en outre que la couche d'encastrement soit surmontée par 10 à 15 m de sol, comprenant au moins 6 m de sol sablo-argileux et/ou de pérites altérées caractérisées par $p_t > 1,5$ MPa.

La figure 9 situe les cotes effectivement atteintes par rapport aux différentes couches de sol traversées.

Une attention toute particulière a été attachée au suivi de l'exécution de chaque pieu et notamment aux opérations de recyclage de la boue et de nettoyage du fond de forage avant le bétonnage. On notera à ce propos que ces opérations de recyclage de la boue et de nettoyage du fond de forage ont duré entre 2h30mn et 6h10mn selon les appuis.

Concernant la longueur des pieux réalisés, les cotes d'arrêt de la pointe des pieux différaient peu pour un même appui. Ceci à l'exception de la pile 5 pour laquelle l'un des pieux a été foré jusqu'à 16 m alors que les trois autres ont été forés jusqu'à 19 m sous la semelle.

L'ensemble des 46 pieux diamètre \varnothing 1 000 mm

a été réalisé entre le 11 mars 1999 et le 8 juin 1999.

Le pont sur le Manié

Les pieux de cet ouvrage ont été également réalisés par Edilsonda. Le choix de la longueur des pieux \varnothing 1 000 mm a été effectué en se référant aux valeurs de frottement latéral et de résistance en pointe mesurées sur le pieu d'essai du pont sur le Niger. Pour une charge de service de 2 MN par pieu, on a adopté des longueurs de pieux respectivement de 11 m à 18 m selon les rives. Cette dernière longueur s'est avérée sensiblement plus importante que celle fixée par l'APD.

CONCLUSIONS

Conformément aux objectifs de l'expertise, on a montré qu'il était possible :

- ◆ de fixer des critères de dimensionnement des pieux en combinant les résultats d'un essai de chargement avec ceux d'un essai de faisabilité;
- ◆ partant d'une technique de mise en œuvre optimisée, de réaliser la totalité des pieux dans les délais impartis.

Concernant les résultats essentiels de l'essai de chargement statique en vraie grandeur réalisé sur l'un des pieux de l'ouvrage foré sous boue en diamètre \varnothing 1 000 mm avec une longueur de 27 m, on retiendra des valeurs de frottement latéral unitaire dépassant 40 kPa dans les pérites altérées et 80 kPa dans les pérites raides.

L'extrapolation des résultats de l'essai de chargement statique a permis un dimensionnement capable d'offrir toute garantie quant à la portance court terme et long terme [4].

L'instrumentation s'est avérée particulièrement utile pour un essai qui n'a pas pu être poussé jusqu'à la charge limite du pieu.

Le déroulement des travaux de fondation a montré que les pieux pouvaient être effectivement réalisés pendant la période d'étiage. Après l'achèvement des ouvrages, les tassements des appuis sont restés insignifiants sous convoi réglementaire.

Enfin, les observations et mesures relatives aux fondations des deux ponts constituent un ensemble d'informations d'une grande utilité pour de futurs ouvrages à construire dans la région du haut Niger, et notamment pour les deux ponts sur le fleuve Niger entre Kankan et Bamako, dont les appels d'offre ont été lancés sous financement de la Banque Africaine du Développement.

■ RÉFÉRENCES

[1] Borel S., Gianeselli L., Bustamante M., *Route Kouroussa-Kankan. Pont sur le Niger. Rapport technique*. Rapport du LCPC, mai 1999.

[2] Étude géotechnique d'APD. *Pont sur le Niger. RN1 - Section Kouroussa - Kankan*, Rapport du BCEOM, mai 1995.

[3] Bustamante M., Gianeselli L., *Recommandations pour la préparation d'un essai de chargement statique de pieu instrumenté à l'aide d'un extensomètre LPC*. Méthode LPC n° 45, novembre 1996.

[4] Bustamante M., Borel S., Gianeselli L. *Effet du fluage du sol et du béton sur le comportement à long terme d'un pieu battu*. XV^e Congrès International de Mécanique des Sols et de la Géotechnique, Istanbul, août 2001.

ABSTRACT

Bearing capacity and construction of foundations for two bridges over the Upper Niger

M. Bustamante, S. Borel, L. Gianeselli, Fr. Borgato

In connection with a rehabilitation project on national highway RN1 in the Republic of Guinea, the LCPC (French TR lab) was enlisted for an expert evaluation in relation with the construction and dimensioning of the deep foundations of two bridges.

The foundation soil, consisting of materials which were certainly indurated but whose actual bearing capacity and disturbance sensitivity was poorly known, justified the performance of a full-scale loading test on instrumented piles.

The article emphasises particularly the performance of the piles in terms of bearing capacity, but also the precautions to be taken during pile placing operations. It describes a certain number of elements which could constitute useful references for designers of future bridges to be built in the region.

RESUMEN ESPAÑOL

Capacidad de carga y ejecución de los cimientos de dos puentes en el Alto Níger

M. Bustamante, S. Borel, L. Gianeselli y Fr. Borgato

Actuando en el marco de un proyecto de rehabilitación de la carretera nacional RN 1 de la República de Guinea, el LCPC (Laboratorio Central de Puentes y Caminos de Francia) se ha encargado de una misión de peritación técnica relacionada con la ejecución y el cálculo dimensional de los cimientos profundos de dos estructuras que salvan este importante río.

El suelo de cimentación, formado por materiales endurecidos, pero insuficientemente conocidos en cuanto a su capacidad de carga efectiva y a su sensibilidad una vez modificada su disposición inicial, ha justificado la ejecución de una prueba de carga a escala real mediante pilotes dotados de instrumentos de medición.

En el presente artículo se insiste particularmente en cuanto a las presta-

ciones de los pilotes en términos de capacidad de carga, pero también acerca de las precauciones que cabe tomar al proceder a su implementación para obtener la debida satisfacción. Se presentan también cierto número de elementos que pueden constituir otras tantas referencias de utilidad para los proyectistas de las futuras estructuras que se han de construir en la región.

La "première pierre" du nouveau franchissement du Rhin au sud de Strasbourg a été posée le 11 février 2000 en présence des représentants des maîtres d'ouvrage français et allemand, des cofinanceurs associés au projet et de nombreuses personnalités.

Cet acte symbolique, salué par la presse et les médias, a marqué le début officiel des travaux d'un projet attendu depuis plusieurs décennies.

Près d'une année plus tard, nous proposons de montrer l'état d'avancement du chantier, à savoir les travaux fluviaux, les fondations profondes, les appuis... et ce qu'il reste à faire.

Alain Demare

CHEF DU SERVICE DES GRANDS TRAVAUX
DDE du Bas-Rhin

Le second pont sur de Strasbourg : les sont commencés

■ RAPPEL DES CARACTÉRISTIQUES ESSENTIELLES DU PROJET

Le franchissement du Rhin entre Eschau et Altenheim comporte trois ouvrages distincts :

- ◆ le pont principal enjambant le fleuve. Cet ouvrage à trois travées de 460 m de longueur totale comprend une travée centrale de 205 m au-dessus du chenal navigable et deux appuis dans le fleuve. Son tablier à poutre-caisson en béton hautes performances B65 est construit par encorbellements successifs ;

- ◆ le viaduc d'accès côté France, comprenant quatre travées pour une longueur totale de 217 m. Son tablier, constitué d'une poutre-caisson, est préfabriqué sur le remblai d'accès et mis en place par poussage ;

- ◆ le viaduc d'accès côté Allemagne comprenant six travées pour une longueur totale de 290 m. Son tablier, également à poutre-caisson, est construit en place par plots successifs sur cintre.

En application du traité conclu entre les deux Etats, les ouvrages sont respectivement construits sous maîtrise d'ouvrage et maîtrise d'œuvre françaises pour les deux premiers cités, allemandes pour le dernier.

Les marchés de travaux ont été respectivement attribués au groupement d'entreprises Bilfinger + Berger et Max Früh (désigné groupement pont sur le

Rhin) pour les deux premiers, à l'entreprise Weyss & Freytag pour le dernier.

Pour une présentation détaillée de la genèse du projet et de la conception de ces ouvrages, les lecteurs pourront utilement se reporter à l'article intitulé "Le projet du second pont sur le Rhin au sud de Strasbourg" publié dans *Travaux* n° 760 en janvier 2000.

■ TRAVAUX PRÉPARATOIRES, ORGANISATION ET INSTALLATIONS DU CHANTIER

Base vie et terrains mis à disposition des entrepreneurs

L'absence de réseaux existants sur place, l'éloignement relatif du site des travaux par rapport aux zones urbanisées (environ 4 km), les réflexions préliminaires engagées en matière de sécurité et d'hygiène ont conduit la DDE du Bas-Rhin à anticiper l'aménagement d'une base vie destinée aux entreprises amenées à intervenir sur le chantier.

La viabilisation de cette base vie, située sur la rive française, a nécessité la construction d'un ponton, d'une route d'accès, d'une ligne téléphonique sur plus de 3 km, l'installation d'un poste transformateur électrique HT/BT, la réalisation d'un puits de captage AEP et d'une station d'épuration dimensionnée pour 80 habitants.

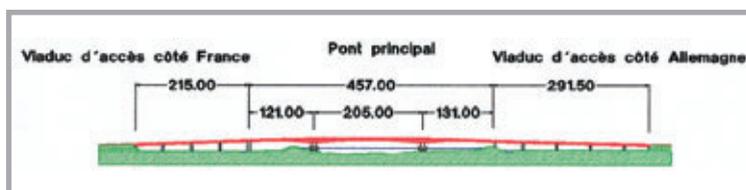
La base vie proprement dite est constituée d'une plate-forme d'environ 15 000 m² délimitée par le ruisseau du Weisswasser et de clôtures afin d'assurer la protection contre les effractions et les actes de vandalisme compte tenu de l'isolement du chantier aux franges d'une grande agglomération urbaine.

Outre les cantines, dortoirs, sanitaires et bureaux des entreprises, la base vie abrite également les locaux de la maîtrise d'œuvre et la maison d'information du public.

Autres terrains mis à disposition pour les installations de chantier

Côté France, l'absence de terrains disponibles à proximité immédiate du site des travaux et l'opportunité d'un remembrement du parcellaire agricole ont conduit le maître d'ouvrage à occuper temporairement une surface de trois hectares située aux abords immédiats du viaduc d'accès.

Elévation
du franchissement
Elevation of bridge



Vue aérienne
de l'atelier de fondations
dans le fleuve

*Aerial view
of foundation work
in river*



le Rhin au sud travaux

Guy Treffot



RESPONSABLE
DE LA SUBDIVISION
PONT SUR LE RHIN
DDE du Bas-Rhin

Ces terrains sont mis à disposition des entreprises pour réaliser leurs stockages et leurs installations. Côté Allemagne, les seuls terrains disponibles sont situés dans l'emprise du polder d'Altenheim.

Le gardiennage, l'entretien de la base vie et des terrains mis à disposition sont confiés aux entreprises présentes sur le chantier durant toute la construction des ouvrages. A l'issue du chantier, l'ensemble de ces installations sera démolé, évacué et les terrains remis en état retrouveront leur vocation agricole.

Pistes de chantiers

Les pistes de chantier et les chemins de désenclavement agricole réalisés lors de la construction de la rocade sud de Strasbourg en rive gauche, de l'élargissement de la route d'accès L98 en rive droite, permettent l'accès aux différents appuis terrestres et plates-formes de travail.

L'accès aux digues du Rhin s'effectue par les chemins existants en crête et en pied.

Plate-forme sur la digue rive droite

La pile-culée C3 est implantée sur le talus extérieur de la digue du Rhin côté terre. Lors des remplissages du polder d'Altenheim survenant en période de crue du Rhin et entraînant des mises en charge sur près de 6 m de hauteur, la totalité des terrains mis à disposition des entreprises peut être submergée lors des hautes eaux.

Afin de s'affranchir de ce risque, une plate-forme dont le niveau correspond à celui de la crête de digue a été préalablement aménagée.

Cette plate-forme a nécessité la construction d'un soutènement provisoire en palplanches d'une centaine de mètres de longueur en bordure du contre-canal sur une hauteur d'environ 6 m et des rampes d'accès.

Liaisons directes entre les berges du fleuve

En l'état actuel, les liaisons "fixes" entre les rives française et allemande du Rhin nécessitent un détour de plus de 30 km au nord par le pont de l'Europe ou de 45 km au sud par le barrage de Gerstheim.

Ces contraintes sont incompatibles avec l'organisation et la gestion d'un chantier se déroulant simultanément sur les deux rives et approvisionné



Plan des installations de chantier
Plan of worksite installations

par une seule centrale à béton située à Eschau. Aussi, une liaison par bac* permettant de transporter simultanément deux toupies de 9 m³ chacune a été mise spécialement en service par le fournisseur des bétons. Cette liaison a nécessité l'aménagement d'embarcadères sur chaque rive à l'abri des courants du Rhin.

Par ailleurs, trois embarcations légères assurent les navettes quotidiennes et le transport des personnels aux différents postes de travail, l'une d'elles est tout spécialement réservée aux secours.



Transport des bétons d'une rive à l'autre par bac et estacade d'accès à la pile dans le fleuve

Hauling of concrete from one bank to the other by ferry and access platform to pier in river



Mise en place de l'estacade d'accès à la pile dans le fleuve côté Allemagne

Setup of access platform to pier in river on German side

Accès aux appuis dans le fleuve

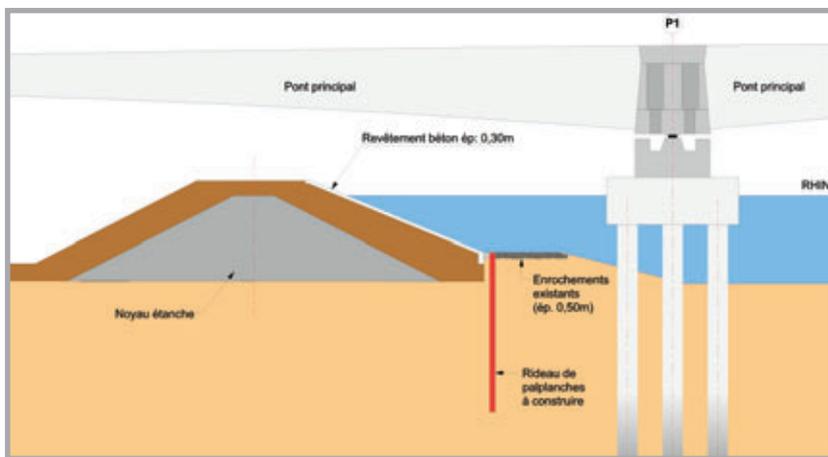
La pile P2 dans le fleuve, éloignée d'environ 120 m par rapport à la berge allemande, est reliée à cette dernière par une estacade constituée d'éléments de pont "Bailey" (six travées d'environ 20 m de portée) reposant sur des palées entièrement métalliques.

Cette estacade de 4,00 m de largeur, dimensionnée pour supporter les charges du chantier (camion de 40 t) comporte une seule voie de circulation et un passage réservé aux piétons.

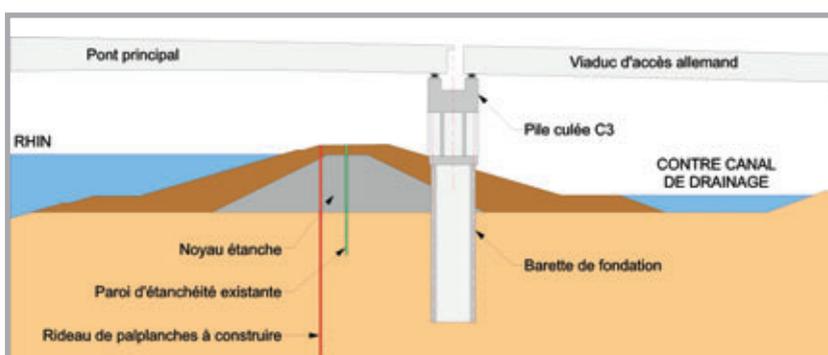
La pile côté France est accessible par une passerelle piétonne flottante d'environ 30 m.

(*) Il s'agit de l'ancien bac assurant les traversées du Rhin à la hauteur Rhinau.

Coupe digue rive gauche
Section of left bank embankment



Coupe digue rive droite
Section of right bank embankment



Mise en œuvre des palplanches rive droite. De gauche à droite : atelier de vibrofonçage, grue de levage et tarière
Right bank sheetpile driving. From left to right : vibratory sheetpile driver, lifting crane and auger

Mise en œuvre des palplanches rive droite. Préforage de la digue à l'aide d'une tarière

Right bank sheetpile driving. Pre-drilling of embankment using an auger



L'ensemble des emprises nécessaires au chantier est entièrement clôturé afin d'éviter l'accès du public et des tiers.

Protection et sécurité du chantier vis-à-vis de la navigation

En amont de Strasbourg, le Rhin accessible aux gros bateaux jour et nuit tout au long de l'année, est le siège d'un important trafic commercial (plus de 23 millions de tonnes de fret annuel).

Aussi, la construction du pont principal doit être conduite de sorte qu'elle n'occasionne aucune interruption de navigation.

Après concertation avec les instances françaises et allemandes chargées de la gestion de la navigation, les mesures et dispositions suivantes ont été adoptées :

- ◆ la vitesse des bateaux est réduite à cinq nœuds à l'approche du chantier ;
- ◆ les appuis en cours de construction sont protégés par des dispositifs "déviateurs" constitués d'une file de ducs d'albe munie de glissières horizontales et réalisés à l'aide de profilés métalliques – palpieux et palplanches – l'objectif visé étant de dévier la trajectoire d'éventuels bateaux à la dérive ;
- ◆ des réductions de la largeur du chenal de navigation sont possibles sous réserve de maintenir durant toutes les phases de construction, deux chenaux – contigus ou séparés – de 50 m de largeur chacun afin de permettre le croisement des bateaux en toute sécurité ;
- ◆ les chenaux navigables réduits sont matérialisés à l'aide de bouées flottantes et une signalisation fluviale adaptée à chaque phase de travaux est mise en place ;
- ◆ des réflecteurs sont disposés sur tous les points singuliers situés en limite du chenal de sorte à assurer la sécurité de la navigation au radar de nuit ou par mauvaise visibilité ;
- ◆ enfin, des avis à la batellerie diffusés dans tous les états riverains du fleuve informent les bateliers des évolutions des travaux et des consignes particulières à respecter au droit du chantier.

Implantations et nivellements

Comme cela est fréquemment le cas en zone frontalière, le chantier est confronté à la coexistence de multiples systèmes altimétriques (5) et de coordonnées (4) de part et d'autre du Rhin. La situation est particulièrement complexe en Alsace compte tenu des fluctuations des frontières au cours de son histoire récente. Un système particulier fut d'ailleurs mis en place lors de la canalisation du Rhin.

Dès l'établissement du projet du nouveau pont sur le Rhin, il a été convenu que les systèmes de référence seraient les coordonnées Lambert et le référentiel NGF ortho pour l'altimétrie.

Une polygonale de référence a été spécialement mise en place pour les besoins du chantier. Elle a fait l'objet de multiples vérifications par les géomètres de chaque pays afin de s'assurer que les ouvrages construits de part et d'autre se raccorderaient bien sans décalage !

Prise en compte de l'environnement

Ce chantier se déroule dans un environnement sensible. Conformément aux engagements pris dans le cadre de l'autorisation accordée au titre de la loi sur l'Eau, des précautions particulières sont prises pour préserver les milieux humides associés au Rhin.

Notamment, aucun rejet n'est admis dans le fleuve.



ve, les contre-canaux, les cours d'eau annexes et la nappe d'Alsace.

Des aires de nettoyage sont prévues pour les toupies livrant les bétons, et les excédents de bentonite sont stockés dans des bacs de décantation étanches.

Enfin, des containers sont également disposés pour récupérer les déchets de toutes natures générés par le chantier de sorte à ne créer aucune pollution des eaux souterraines et de surface.

■ CONFORTEMENT DES DIGUES EXISTANTES

Rideau de palplanches rive droite

Le groupement Bilfinger + Berger et Max Früh a proposé de remplacer la paroi moulée prévue en solution de base par un écran de palplanches AZ18 de Arbed.

Les essais de vibrofonçage réalisés préalablement sur site ont permis de s'assurer de la faisabilité de cette solution variante et de valider le choix du profilé.

Le rideau d'une longueur de 110 m et d'une profondeur de 25 m est implanté en crête de digue.

La faible largeur disponible en crête (5 m) a nécessité la mise en place d'un platelage général pour assurer la répartition des charges et la stabilité des grues à chenilles.

Des préforages réalisés à la tarière Ø 300 mm au droit des serrures et limités à la hauteur du noyau étanche de la digue (environ 7 m) facilitent l'enfoncement des palplanches. Celui-ci est réalisé à l'aide d'un vibrofonçeur Dieseko's Piling & VE 2332 VM monté sur un guide de 40 m de haut. Cette grande hauteur est nécessaire pour respecter les prescriptions de mise en œuvre imposées par le Wasser Und Schifffahrtsamt (service de la navigation allemand). Le rideau est d'abord entièrement foncé jusqu'à un premier palier situé à moins 12 m, puis jusqu'au niveau final suivant un profil en "escalier". Il est donc nécessaire d'enclencher les palplanches dans les serrures des palplanches à demi foncées et dépassant la surface du sol d'environ 13 m.

L'atelier de fonçage est constitué d'une grue Liebherr HS 843HD équipée d'un guide de 40 m et d'une grue Zeppelin SR 35 T équipée avec tarière. La digue, maintenant les eaux du Rhin 7 m au dessus de la plaine, est placée sous surveillance renforcée durant tous ces travaux.

Afin de ne pas mettre en résonance la digue et compromettre sa stabilité, la fréquence de vibrofonçage est comprise entre 30 et 32 Hertz. Le niveau de vibration de la digue est enregistré en continu à l'aide de capteurs et un avertisseur sonore signale tout dépassement du seuil fixé (22 mm/s). Par ailleurs, le niveau de la nappe, le débit du contre-



canal et les tassements de la crête de digue sont suivis en continu afin de détecter d'éventuelles fuites à travers ou sous le corps de digue.

Rideau de palplanches rive gauche

Le rideau, long d'environ 80 m, est ici constitué de palplanches Larsen IV de 14 m de profondeur.

Les palplanches sont mises en œuvre en pied du talus mouillé de la digue sous 6 m d'eau. Elles nécessitent préalablement l'enlèvement des sédiments et la réalisation d'une souille afin de retirer les enrochements protégeant la rive gauche.

Afin de ne pas déstabiliser les dalles de béton armé existantes recouvrant le talus mouillé, des palplanches de sécurisation sont préalablement foncées au droit des joints entre les différentes dalles. Ces palplanches assurent des butées et évitent ainsi le glissement des dalles durant la phase de vibrofonçage. Après réalisation d'un guide de fonçage situé au raz de l'eau, les palplanches du rideau sont mises en œuvre jusqu'à leur niveau définitif à l'aide d'un vibrofonçeur Muller M-10 HFV et d'une grue à câbles Sennebogen S1240R.

Après recepage des palplanches sous l'eau, l'espace résiduel entre le perré existant et le rideau est comblé à l'aide d'un béton de remplissage mis en œuvre au tube plongeur.

L'ensemble de ces travaux est exclusivement réalisé à partir de pontons flottants et de barges.

Ces travaux font largement appel à des plongeurs subaquatiques pour assurer les reconnaissances, relevés des fonds, la surveillance des perrés existants et les contrôles des travaux.

Enfin, comme pour le rideau de la rive droite, des capteurs enregistrent en permanence les vibrations de la digue placée sous surveillance renforcée durant les opérations de fonçage.

■ APPUIS ET FONDATIONS PROFONDES DANS LE FLEUVE

Le groupement d'entreprises a retenu de construire les appuis dans le fleuve à l'abri de caissons en béton armé, cette solution ayant été préférée à des batardeaux traditionnels réalisés à l'aide de palplanches compte tenu de la profondeur rencontrée

Confortement des digues : vibrofonçage des palplanches rive gauche

Embankment reinforcement : left bank vibratory sheetpile driving



Confortement des digues : vibrofonçage des palplanches rive droite

Embankment reinforcement : right bank vibratory sheetpile driving

Préfabrication d'un caisson au chantier naval du port de Kehl (Allemagne).
A noter les treuils du plan incliné permettant la mise à l'eau du caisson
Prefabrication of a caisson at shipyard of the port of Kehl (Germany). Note the winches of the inclined plane used to place the caisson in the water



Vue aérienne du chantier sur le fleuve depuis le côté Allemagne

Aerial view of site on river from German side



Mise à l'eau du caisson au port de Kehl
Placing the caisson in the water at the port of Kehl



Transport d'un caisson par flottaison sur le Rhin à l'aide du pousseur Vredeborg
Hauling a caisson by floating on the Rhine using the Vredeborg pusher



Mise en place d'une chemise métallique
Placing a steel casing



(jusqu'à 13 m d'eau) et de la perméabilité élevée des graves rhénanes susceptibles d'occasionner des difficultés d'assèchement.

Préfabrication des caissons

Les caissons en béton armé qui, épousent exactement le contour des semelles (26 x 11,6 x 4 m) sont préfabriqués au chantier naval de Kehl. Ils sont réalisés en deux phases sur un chariot se déplaçant sur un plan incliné qui met habituellement à l'eau des bateaux.

On coule d'abord le radier. Celui-ci est muni de réservations Ø 1,80 m pour permettre la mise en place ultérieure des chemises métalliques sur chantier. Des inserts métalliques annulaires noyés dans le béton, comportant une gorge pour loger un joint d'étanchéité de type pneumatique, permettront de liasonner ultérieurement par soudage du caisson aux chemises des pieux.

Les voiles de 35 cm d'épaisseur sont ensuite coulés suivant des méthodes traditionnelles. Des aciers en attente sur toute la périphérie autoriseront ultérieurement une connexion efficace avec le béton de masse de la semelle.

La mise à l'eau, après obturation des réservations des pieux à l'aide de couvercles et butonnage des voiles, s'effectue sans difficulté à l'aide des treuils du plan incliné.

Transport et mise en place des caissons

Après installation d'un cadre métallique de rigidification constitué de HEB 1000 disposés sur les voiles et brêlés par barres Diwidag, chaque caisson d'un poids d'environ 500 t est pris en charge par le pousseur hollandais "Vredeborg" de 900 CV et acheminé jusqu'au site du chantier distant d'une quinzaine de kilomètres. Ces convois flottants exceptionnels franchissent l'écluse de Strasbourg et remontent le Rhin à faible allure (environ 3 km/h). A son emplacement définitif, chaque caisson est provisoirement arrimé à des ducs d'albe.

Quatre pieux provisoires Ø 700 mm sont alors vibrofoncés aux angles extérieurs du caisson. Un système de bagues coulissantes sur les pieux provisoires et sur le cadre métallique autorise un réglage en trois dimensions du caisson. Il ne reste plus qu'à immobiliser le caisson (par différentes opérations de soudage), à le mettre en eau et à retirer les couvercles du radier en ayant recours à des plongeurs. Le vibrofonçage des chemises métalliques des pieux peut alors débiter.

Vibrofonçage des chemises

Les chemises métalliques d'une longueur voisine de 17 m et de 2 cm d'épaisseur – soit un poids total d'environ 20 t – remplissent plusieurs fonctions :

- ◆ elles protègent le béton des pieux contre l'abrasion du courant sur la hauteur d'affouillement lors des cures;

- ◆ elles servent de coffrage perdu des pieux sur leur hauteur libre;

- ◆ enfin, elles participent partiellement à la reprise des efforts de flexion des pieux dans la zone la plus sollicitée, en complément aux aciers passifs.

Chaque chemise est introduite dans les réservations. Le guidage nécessaire pour assurer leur parfaite verticalité est assuré à deux niveaux par les inserts annulaires du radier cités précédemment d'une part, par un système de poutraison métallique secondaire situé en partie supérieure du caisson d'autre part.

Le vibrofonçage est réalisé à l'aide d'un vibrofonçeur de très forte capacité Muller MS 120 mû par une grue à câbles Liebherr HS 883 HD disposée sur un ponton flottant de 20 x 50 m muni de béquilles de stabilisation.

Côté France, les anciens épis du Rhin protégeant la berge, rencontrés sur 5 m d'épaisseur et constitués de blocs d'enrochements en grès et granit sont traversés suivant cette méthode sans endommagement des chemises ni aléas notoires.

Lorsque l'ensemble des chemises est en place et après gonflement des joints d'étanchéité et épauement des caissons, ces derniers sont solidarisés aux chemises métalliques par soudage des inserts métalliques annulaires. Le cadre métallique et les pieux provisoires sont retirés; le forage des pieux peut alors débuter.

Forage des pieux

Le forage fait appel à deux méthodes complémentaires :

- ◆ le forage au grappin sur la hauteur des chemises métalliques;

- ◆ le forage sous bentonite à l'air *lift* à l'aide d'un trépan rotatif en dessous des chemises.

Le premier procédé n'appelle pas de remarques particulières.

Le grappin à mâchoires hémisphériques utilisé vient à bout de tous les obstacles rencontrés, y compris les blocs d'enrochements, grâce à un système de mouflage intégré au corps du grappin.

Le second procédé permet de respecter les tolérances de verticalité des pieux prévues au marché.

La déviation maximale autorisée est en effet fixée à plus ou moins 10 cm à la base des pieux afin d'éviter les effets de groupe compte tenu du nombre de pieux (10 par appui), de leur entraxe (environ 4,00 m) et de leur grande profondeur (environ 46 m). L'outil d'un poids très élevé – environ 20 t – est muni de dispositifs centreurs qui sont dans un premier temps guidés avec une grande précision par les chemises métalliques.

Deux têtes de forage furent utilisées sur le chantier. D'abord un trépan à molettes, celui-ci fut ra-



Le caisson asséché, connecté aux chemises métalliques des pieux. A noter le cadre métallique et les pieux de maintien provisoires

The dewatered caisson connected to the steel casings of the piles. Note the steel frame and the temporary holding piles



Forage d'un pieu dans le fleuve : forage au grappin diamètre Ø 1,80 m

Drilling a pile in the river : drilling with grapple of 1.80 m diameter



Fonçage d'une chemise métallique Ø 1,80 m à l'aide du vibreur Muller MS120

Sinking a steel casing of 1.80 m diameter by means of the Muller MS120 vibrator



Forage d'un pieu dans le fleuve : forage au trépan Ø 1,80 m

Drilling a pile in the river : drilling with rock drill of 1.80 m diameter

pidement abandonné en raison de son faible rendement et avantageusement remplacé par un trépan tripales muni de griffes mieux adaptées aux graviers du Rhin.

L'outil est entraîné en rotation depuis la surface par un moteur hydraulique et le train de tiges est allongé autant que de besoin au fur et à mesure de la descente de la tête de forage.

Le maintien des parois du forage durant l'excavation est assuré par une boue bentonitique dont la fluidité est adaptée à la perméabilité des graves traversées et dont le niveau est constamment surveillé afin d'éviter des pertes subites de boue.

Afin de se prémunir contre les risques d'éboulement des parois du forage liés aux sous-pressions



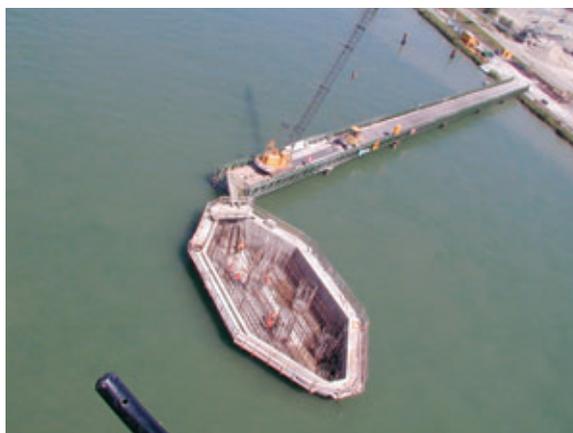
Vue des outils de forage : trépan à molettes. A remarquer les dispositifs de centrage de l'outil en partie inférieure et supérieure du corps

View of drilling tools : roller-cone rock bit. Note the tool centring devices below and over the body



Vue des outils de forage : trépan tripales

View of drilling tools : three-bladed bits



Pile dans le fleuve : semelle en cours de ferrailage
Pier in river : reinforcement of footing



hydrostatiques de la nappe, une surcharge de bentonite est en permanence appliquée grâce à un tube-allonge d'environ 5 m de hauteur coiffant les chemises métalliques.

L'évacuation des *cuttings* s'effectue par le tube central de 300 mm de diamètre grâce à l'injection d'air comprimé sous forme de fines bulles à la base du train de tiges. Le mélange sables plus graviers plus bentonite plus air comprimé, d'une densité inférieure à celle de la bentonite, est ainsi animé d'un mouvement ascendant.

Les déblais de forage sont ensuite séparés de la bentonite dans une unité de recyclage installée sur le ponton flottant. Les sables et graviers sont déversés dans une barge auxiliaire et la bentonite régénérée retourne au forage grâce à un circuit fermé. L'atelier est complété par une barge-réservoir de bentonite de 200 m³ afin de pallier d'éventuelles pertes soudaines de boue en cours de forage.

Le pousseur-remorqueur hollandais "Flumar" permet de déplacer les différents engins de l'atelier flottant au gré des phases de travaux.

La granulométrie des graves du Rhin, fortement variable, n'a pas soulevé de difficultés majeures durant le forage si ce n'est quelques colmatages des tamis de l'unité de recyclage lors de la traversée de couches argileuses, coincements de galets lors de leur remontée par le train de tiges ou pertes (modérées) de bentonite lors de la traversée d'horizons plus perméables.

Mise en place des armatures et bétonnage

Après avoir procédé au curage du fond de pieu par renouvellement de la bentonite jusqu'à élimination complète de fines, les cages d'armatures sont mises en place. Compte tenu de leur poids – 20 t – et de leur longueur – 50 m – celles-ci sont façonnées et livrées en quatre tronçons assemblés sur chantier par soudage.

La très forte densité d'acier a nécessité pour la section la plus sollicitée de placer les armatures

sur deux lits constitués respectivement de 28 HA 40 et 28 HA 32.

Chaque cage est équipée de six tubes de réservation pour permettre le contrôle du béton par auscultation sonore et le carottage des pointes.

Après renouvellement du curage, on procède au bétonnage par tube-plongeur maintenu en permanence dans la masse de béton frais. Le bétonnage est réalisé avec une surhauteur correspondant à celle du tube-allonge coiffant les chemises métalliques de sorte à éliminer par purge le béton pollué.

Le béton utilisé, classé en environnement 5 a, est un B32 0/25 dosé à 400 kg de ciment CHF d'Ebangé - CEM III/A PMES. Ce béton est retardé jusqu'à 6 heures en raison de l'importance du volume (120 m³ par pieux). Il est réceptionné sur chantier à l'aide de la table à secousses mieux adaptée aux mesures de consistance des bétons fluides. La réalisation d'un pieu s'effectue suivant un cycle réparti sur trois jours :

- ◆ 1^{er} jour : forage ;
- ◆ 2^e jour : mise en place et assemblage des cages d'armatures ;
- ◆ 3^e jour : bétonnage.

Un système de passerelles métalliques disposé en partie supérieure du caisson et facilement modifiable au gré de l'exécution des pieux assure la sécurité du personnel.

Contrôles et injections des pieux

Des mesures de verticalité sont effectuées en cours de forage grâce à un inclinomètre descendu dans le train de tiges de l'outil.

Des auscultations soniques par transparence sont effectuées sur toute la hauteur des pieux et par tous les trajets possibles entre les six tubes de réservation afin de s'assurer de l'intégrité du béton. Lorsque des anomalies de transmission de signaux sont mises en évidence, des mesures supplémentaires par gammamétrie sont effectuées afin de qualifier l'étendue des défauts présumés.

Enfin, des carottages du béton sont également réalisés lorsque les défauts présumés sont confirmés. On procède à des carottages systématiques des pointes de pieux. Ces carottages sont nécessaires pour déboucher les fonds de tube avant réalisation des injections.

Les carottes prélevées renseignent utilement sur la qualité du béton en pointe et la nature du contact sol/pieu.

Compte tenu des descentes de charges très élevées (environ 15000 tonnes par pile), chaque pieu fait l'objet d'une injection systématique à partir de trois tubes distincts à l'aide d'injecteurs à manchette descendus en fond de chaque tube. Au total, ce sont environ 4 m³ de coulis qui viennent cimenter le sol et former un bulbe sous chaque pieu.

Ces injections d'imprégnation et de consolidation

effectuées à une pression effective de 40 bars ont pour objet essentiel de pallier d'éventuels desserres du sol en place pouvant survenir au cours de réalisation du forage (les graves du Rhin, très sableuses, sont en effet très sensibles aux phénomènes d'aspiration des fines) et garantir le terme de pointe calculé par les bureaux d'études.

Enfin des essais pressiométriques sont réalisés sous les pieux (un pieu sur trois en moyenne) afin de s'assurer que les caractéristiques géotechniques des graves sont cohérentes avec celles qui ont été prises en compte pour la justification des pieux. Les pressions limites nettes mesurées après réalisation des pieux demeurent supérieures à 6 MPa, valeur prise en compte pour les calculs.

Semelles

Pour assurer la connexion entre la semelle et les chemises des pieux, participantes à la reprise des efforts de flexion des pieux, 28 aciers HA 40 d'une longueur unitaire de 3,00 m sont soudés verticalement sur chaque chemise.

Les semelles qui transmettent et répartissent les descentes de charge en provenance du fût sur les dix pieux fonctionnent en console courte.

Il en résulte des sections d'acier très importantes à la base de la semelle pour reprendre les efforts de traction dus à l'inclinaison des bielles. Le ferrailage comprend des poutres entourant les files de pieux. La poutre centrale ne comporte pas moins de neuf lits superposés de 14 HA40 dans le sens longitudinal. Le ratio d'acier avoisine ici 200 kg/m³. Le béton utilisé, situé en classe d'environnement 2b2, est un B30 0/25 dosé à 400 kg de ciment CHF d'Ebange.

Compte tenu du volume de béton très important des semelles, supérieur à 1.000 m³, celles-ci sont coulées à l'intérieur des caissons servant de coffrage perdu, en cinq phases successives d'environ un mètre d'épaisseur afin de limiter l'exothermie. Les essais adiabatiques, complétés par des mesures de montée en température sur des blocs-témoins instrumentés de 1 m³, ont en effet montré que la température maximale à cœur du béton pouvait atteindre 60 °C lors de la phase d'hydratation du ciment.

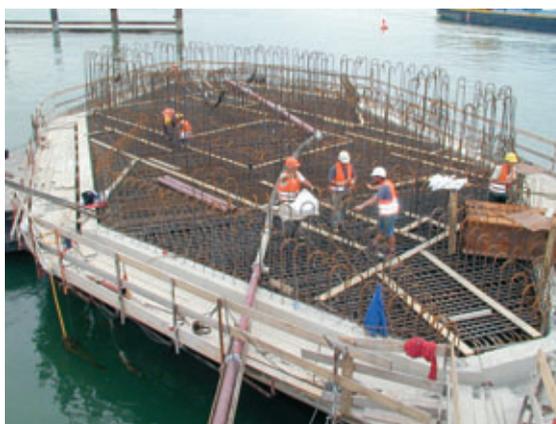
Le ciment CHF étant particulièrement avide en eau lors de sa prise, la cure est soigneusement effectuée et maintenue suffisamment dans le temps pour limiter la fissuration de retrait.

Dès achèvement de la semelle côté Allemagne, une grue à tour Peiner de type CCT 331 possédant une flèche de 70 m est montée pour assurer toutes les opérations de levage nécessaires. Cette grue est directement ancrée sur la semelle grâce à un plot d'appui spécial partiellement en console.

Côté France, une grue de mêmes caractéristiques, fondée sur semelle superficielle, est installée sur la crête de digue.



Bétonnage d'un pieu
Concreting a pile



Ferrailage d'une semelle
Footing reinforcement

Elévations

Les fûts sont de faible hauteur, environ 4 m. En partie supérieure, ils comportent un sommier d'appui destiné à recevoir les douze appareils d'appui en caoutchouc fretté (0,90 x 1,00 m chacun) disposés sur une seule file, les butées sismiques disposées aux quatre angles et les niches de vérinage. Enfin, des fosses de visite facilitent l'accès au sommier et aux niches.

Ces fûts sont bétonnés en deux levées, une première levée d'environ 3 m de hauteur et représentant environ 200 m³, une seconde levée correspondant aux butées niches et sommiers d'appui.

Afin de garantir une parfaite planéité du sommier d'appui (et donc du contact avec les appareils), les dix derniers centimètres font l'objet d'une finition séparée à l'aide de gabarits soigneusement réglés.

Appareils d'appui

Sur les piles dans le fleuve, les déplacements du tablier sous séisme sont absorbés par déformation des appareils d'appui en caoutchouc fretté de 0,90 x 1,00 m comprenant onze feuillets de 16 mm, séparés par des frettes métalliques de 4 mm.

De dimensions non normalisées, ceux-ci ont fait l'objet d'une fabrication spéciale aux ateliers Fip Selvazzano (Italie).

Des épreuves de convenance réalisées sur des appareils d'appui test ont consisté à vérifier le module G avant et après vieillissement du caoutchouc d'une part, l'absence de désadhésion entre caoutchouc et frettes et de déchirures du caout-



Mise en place d'une cage d'armatures d'un pieu diamètre Ø 1,80 m
Placing a reinforcement cage for a pile of 1.80 m diameter

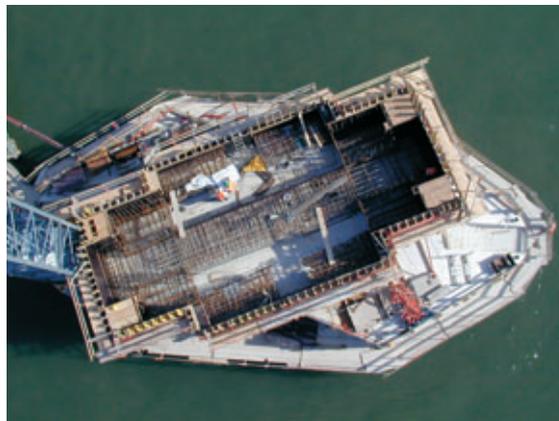
Réalisation
d'un fût de pile

*Pier shaft
construction*



Pile dans le fleuve
côté Allemagne : fût achevé.
A noter la ligne de douze
appareils d'appui
1,00 x 0,90 m et les butées
sismiques dans les quatre
angles

*Pier in water on German side :
shaft completed. Note the line
of 12 bearings of 1.00 x 0.90 m
and the seismic thrust bearings
in the four corners*



Pile dans le fleuve côté Allemagne

Pier in water on German side

chouc sous déformations tangentielles jusqu'à tangente $\gamma = 1,5$ d'autre part. Ces essais qui ont dû être renouvelés ont permis de mettre au point et d'optimiser les formules des caoutchoucs et les procédés de vulcanisation. La fabrication des appareils a également fait l'objet de contrôles minutieux en usine.

■ ENROCHEMENTS DU LIT DU FLEUVE

La mise en œuvre d'enrochements est nécessaire pour assurer une protection efficace du lit et des berges du Rhin contre les affouillements localisés dus à la présence des appuis du pont dans le bief de Strasbourg.

Cette protection est particulièrement importante au voisinage de la pile P1 située à l'extérieur de la courbe du Rhin, et soumise à des courants élevés, jusqu'à 3 m/s. Elle intéresse une surface supérieure à un hectare et nécessite près de 30 000 t d'enrochements.

Les enrochements proviennent de gisements de granit de la Forêt-Noire (carrières VSG et Fischer à Seebach).

La blocométrie, comprenant quatre classes, est constituée d'éléments dont le poids est compris entre 40 et 300 kg. Leur dureté caractérisée par les essais Micro-Deval et Los Angeles varie respectivement de 8 à 11 et 14 à 23, leur densité est de 2,63.

Les enrochements, livrés par camions en rive droite du fleuve, sont déchargés dans les barges "Hein-

rich" et "Merlin". C'est à l'aide d'une grue à câbles Sennebogen 625 RHD munie d'un grappin et installée sur une barge que les blocs sont déposés avec soin au fond du fleuve suivant une épaisseur nominale de 1,10 m pouvant être augmentée suivant la configuration et la pente du lit.

Des bathymétries à maillage serré réalisées avant, pendant et après la pose permettent de contrôler la mise en œuvre.

Sous les semelles des piles, les enrochements sont mis en place entre les pieux de manière gravitaire à l'aide de "goulottes" ouvertes et fortement inclinées (pente supérieure à 3/2). Ces travaux sont contrôlés par des plongeurs subaquatiques.

■ FONDATIONS PROFONDES EN SITE TERRESTRE

Fondations des appuis rive gauche

Côté France, l'ensemble des appuis est fondé sur des pieux $\varnothing 1,30$ m au nombre de six par appui (sauf la culée est du viaduc d'accès comportant quatre pieux) dont la profondeur varie entre 17 et 32 m.

Ces pieux sont forés dans les graves sableuses rhénanes sur toute leur hauteur à l'abri d'un tube de travail, assurant la stabilité des parois et mis en place à l'aide d'une louvoyeuse Leffer VRM 1500 ST attelée à une grue à câbles Sennbogen 655 R/KB HD.

Les outils de forage sont constitués d'une benne à grappin hémisphérique et d'une benne à soupape. Cette dernière est munie de conduites d'équilibre limitant les phénomènes d'aspiration et d'entraînement des fines lors du remplissage et de l'extraction de la soupape.

Afin d'éviter tout desserrage des graves, l'enfoncement du tube de travail est maintenu en permanence en avance d'environ 3 m par rapport à la position extrême de la benne à soupape ; de plus, cette dernière est remplacée par la benne à grappin pour le forage des trois derniers mètres.

Les pieux de la pile-culée C0 s'arrêtant sur des lentilles sablo-argileuses ont dû être allongés de quelques mètres. Suivant leur longueur, les cages d'armatures sont livrées en un seul ou plusieurs tronçons assemblés par soudage sur site.

Après mise en œuvre du béton (formule dérivée de celle des pieux dans le fleuve, le maintien de rhéologie est toutefois limité ici à 2 heures) à la pompe, le tube de travail est extrait à l'aide de la louvoyeuse.

Le rythme d'exécution varie de un à deux pieux par jour suivant leur longueur.

Les pieux terrestres font l'objet de contrôles et d'injections en pointe identiques à ceux décrits précédemment pour les pieux dans le fleuve.

LES PRINCIPAUX RATIOS D'ARMATURES PASSIVES

- Pieux dans le fleuve ($\varnothing 1,80$ m, longueur 46 m) : 160 à 180 kg/m³
- Pieux terrestres ($\varnothing 1,30$ m, longueur variable de 17 à 32 m) : 120 à 140 kg/m³
- Pieux sécants ($\varnothing 0,90$ m - Un pieu sur deux ferrailé) : 210 kg/m³
- Caissons des piles dans le fleuve (épaisseur 0,35 m) : 210 kg/m³
- Semelles dans le fleuve (V = 1180 m³) : 140 kg/m³
- Semelles terrestres (V = 160 m³) : 105 kg/m³
- élévation des piles dans le fleuve : 165 kg/m³
- élévation des piles terrestres : 130 kg/m³

Le critère de volume de coulis de ciment injecté est toutefois ici limité à 2 m³ par pieu.

Fondations de la pile-culée côté Allemagne

Sur proposition du groupement d'entreprises, les barrettes en forme de caisson fermé de la solution de base ont été remplacées par des pieux sécants forés-tubés de 0,90 m de diamètre et de 18,60 m de profondeur. Au total 40 pieux sont nécessaires pour reconstituer le caisson.

Un pieu sur deux est armé. On réalise d'abord deux pieux primaires (non armés) et l'on procède ensuite au forage du pieu secondaire intermédiaire (armé) en venant découper le béton des pieux voisins.

Cette technique extrêmement répandue outre-Rhin nécessite une grande maîtrise des cadences d'exécution : le béton des pieux primaires doit avoir fait sa prise mais pas trop durci ! Dans ce dernier cas, l'entreprise se heurte à de sérieuses difficultés pour découper le béton, des baisses de rendement et une usure prématurée des troupes coupantes. Pour remédier aux inconvénients liés à la montée en résistance rapide des bétons, le chantier est organisé par postes de jour et de nuit.

L'atelier de forage comprend une louvoyeuse Leffer associée à une grue à chenilles Bauer BS munie d'un mât de 24 m. Le forage est réalisé à l'aide d'une tarière et d'un bucket. Ces outils sont entraînés en rotation par un moteur hydraulique et un train de tiges coulissant le long du mât de la grue.

■ APPUIS TERRESTRES

Semelles

Les semelles situées hors nappe ne nécessitent pas de batardeaux. Après réalisation des terrassements et bétons de propreté, il est procédé au recépage manuel des pieux jusqu'à l'obtention d'un béton parfaitement sain.

Après mise en place des coffrages périphériques constitués d'éléments standards "Peri" et des cages d'armatures, le bétonnage est réalisé à la pompe en une seule phase compte tenu des volumes relativement faibles à mettre en œuvre (environ 160 m³).

Les aciers en attente des fûts sont implantés de manière précise à l'aide d'un gabarit de pose constitué de profilés métalliques de forte section.

Fûts

Piles courantes du viaducs

Chaque pile courante comporte deux fûts de section creuse de 3 m par 4 m, de 0,45 m d'épaisseur et de hauteur variable entre 6,80 m et 9,50 m. Les coffrages extérieur et intérieur sont constitués



Pile culée côté France : mise en place de la cage d'armatures d'un pieu

Abutment pier on French side : placing a reinforcement cage for a pile

chacun de quatre éléments d'angle monoblocs régnant sur toute la hauteur du fût et assemblés entre eux par joints étanches. Ils sont réalisés à l'aide d'éléments standards "Peri", revêtus de peaux bakélisées.

On pose et on ajuste d'abord le coffrage extérieur. Les armatures sont ensuite posées de l'intérieur à l'aide d'une tour d'échafaudage. Enfin, on vient placer le coffrage intérieur comportant des fenêtres de bétonnage régulièrement espacées.

Chaque fût est bétonné en une seule phase. La vibration du béton est assurée à l'aide de vibreurs extérieurs disposés sur le coffrage extérieur et déplacés au fur et à mesure du bétonnage, et d'aiguilles vibrantes actionnées manuellement par les compagnons depuis la partie supérieure du coffrage.

Compte tenu de la présence de rainures horizontales de fortes sections (10 x 15 cm), un élément témoin des fûts était préalablement réalisé afin de s'assurer de la qualité des parements. Pour éviter les risques d'épaufrures lors du décoffrage, ces rainures sont décoffrées dans un second temps grâce à des fourrures amovibles.

Piles-culées

La réalisation des fûts des piles-culées, de dimensions en plan plus importantes, est similaire à celle des piles courantes.

Les fûts de la pile-culée allemande sont prolongés en partie inférieure par une jupe périphérique dissimulant les pieux sécants.

Les fûts de la pile-culée française sont bétonnés en deux levées successives compte tenu de leur grande hauteur (10,50 m).

Les voiles reliant les fûts sont bétonnés en dernier lieu.



Pile culée côté Allemagne : recépage des pieux sécants

Abutment pier on German side : strike-off of secant piles



Viaduc côté France : forage d'un pieu Ø 1,30 m à l'abri d'un tube de travail

Viaduct on French side : drilling a pile of 1.30 m diameter under a working tube

Viaduc côté France.
Ferrailage d'une semelle
Viaduct on French side :
footing reinforcement



Viaduc côté France. Coffrage
d'un fût de pile
Viaduct on French side :
pier shaft shuttering



Viaduc côté France. Vue
de la construction des piles

Viaduct on French side :
view of pier construction

Chevêtres

Des dalles préfabriquées assurent la fermeture des fûts en leur partie supérieure et servent de coffrage perdu des chevêtres. Chaque chevêtre est coulé en une seule fois à l'intérieur de coffrages standards.

Le béton

Le béton des fûts et chevêtres est un B35 0/16 dosé à 400 kg de ciment CPJ - CEM II/A d'Altkirch, de classe d'environnement 2b1.

Les essais sur bloc d'un mètre cube réalisés dans le cadre des études des bétons avaient mis en évidence la forte sensibilité exothermique de ces bétons avec des températures pouvant dépasser 60 °C à cœur.

Aussi, la température du béton livré sur chantier est limitée à 20 °C. Le bétonnage des chevêtres à l'automne 2000 par des températures extérieures modérées a permis de limiter les températures à cœur des bétons à des valeurs acceptables.

Par précaution, toutes les parties d'ouvrages massives tels que les chevêtres ont fait l'objet systématique de suivi des températures grâce à des sondes disposées à cœur, en peau du béton et en milieu ambiant.

Par ailleurs, les coffrages sont maintenus suffisamment longtemps (parfois jusqu'à une semaine) après bétonnage pour éviter les chocs thermiques et prévenir les risques de fissuration du béton.

Le décoffrage n'est réalisé que lorsque la différence entre température extérieure et en peau n'excède pas 15 °C.

Les surfaces décoffrées sont ensuite protégées par un géotextile plus un film polyane pour assurer une cure satisfaisante des bétons.

Autres dispositions

Une grue à tour à montage rapide (GTMR) Peiner, type SMK 206, est déplacée au droit de chaque appui au fur et à mesure de leur réalisation.

COMMUNICATION AUTOUR DU CHANTIER INFORMATION DU PUBLIC

Partenariats avec les établissements d'enseignement

La construction d'un huitième pont sur le Rhin entre la France et l'Allemagne à l'orée du XXI^e siècle revêt une valeur hautement symbolique.

Par ailleurs, ce grand chantier d'ouvrage d'art avec sa travée de 205 m au-dessus du chenal navigable constitue un événement en matière de génie civil à l'échelle régionale.

Aussi, la DDE du Bas-Rhin a souhaité ouvrir les portes du chantier à un large public (écoles, étudiants, professionnels, futurs usagers...).

La maison de l'information, édifée sur le site même des travaux, sur la rive française, abrite une exposition permanente et accueille de nombreux visiteurs.

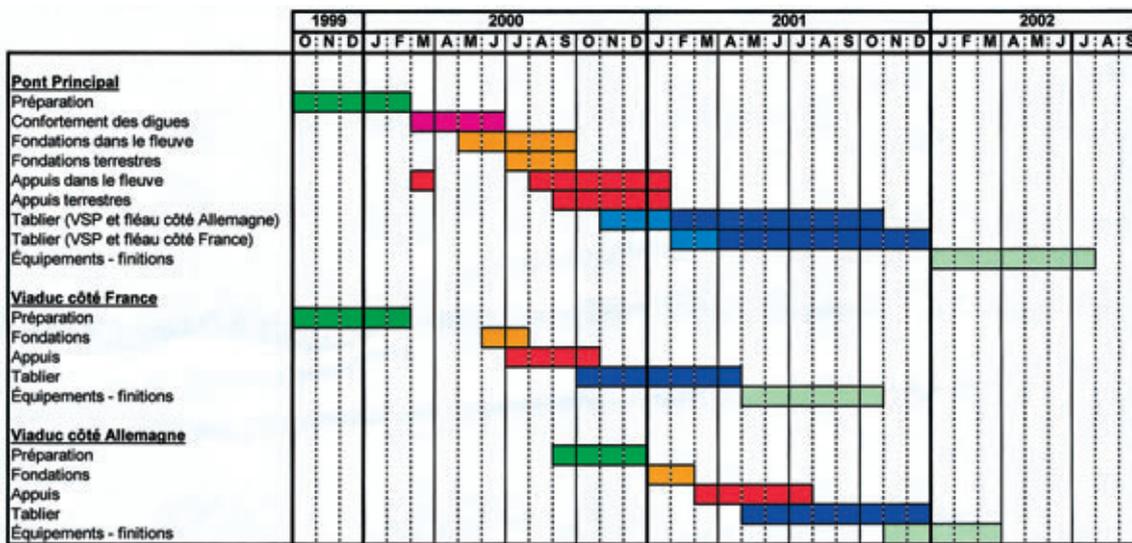
Des panneaux d'information et des vidéos films réalisés en français et en allemand expliquent les objectifs du projet et le déroulement des travaux en cours. Les internautes peuvent suivre le chantier en direct en consultant le site Web spécialement créé à cette occasion :

<http://pontrhin.dde67.com>.

Enfin, des partenariats sous forme de "chantiers - écoles" ont été noués avec différents établissements d'enseignement supérieur et notamment avec :

- la filière génie civil de l'Ecole Nationale Supérieure des Arts et Industries de Strasbourg (ENSAIS) ;
- la section BTS travaux publics du lycée Le Corbusier à Illkirch ;
- la filière génie civil de l'IUT de Strasbourg sud.

Par exemple les élèves ingénieurs de l'ENSAIS assurent l'accueil du public à la maison de l'information et des visiteurs sur le chantier.



Calendrier des travaux
Work schedule

La sécurité du personnel est assurée à l'aide de plates-formes de circulation périphérique en console fixées aux coffrages dans le cas des fûts ou au béton déjà coulé à l'aide d'ancrages de type "Ar-téon" dans le cas des chevêtres.

Appareils d'appuis

Les appareils d'appuis sont constitués d'appuis en caoutchouc fretté pour les lignes d'appui du viaduc d'accès de dimension 900 x 800 x (20 + 5) mm. Leur fabrication chez Fip a fait l'objet de précautions identiques à celles prises pour les appareils équipant les piles dans le fleuve. Les appareils d'appuis des piles-culées sont constitués d'appuis à pot de type Vasoflon mono ou multidirectionnel également fabriqués chez Fip.

ÉTAT D'AVANCEMENT DES TRAVAUX

Les travaux réalisés...

Le délai global de réalisation des travaux du pont principal sur le Rhin et du viaduc d'accès français est de trois années et l'ordre de service de leur démarrage a été délivré le 23 septembre 1999. La période de préparation de cinq mois a été mise à profit pour lancer et mettre au point les études d'exécution, les études des bétons, les études des méthodes, les plans d'assurance qualité et procédures d'exécution relatifs aux premiers ouvrages à construire.

Les travaux de renforcement des digues existantes du Rhin se sont échelonnés entre mars et juin 2000. Les travaux de fondations ont débuté en mai et ont pris fin mi-octobre 2000.

Les appuis qui ont débuté en mars 2000 avec la préfabrication des caissons au chantier naval de Kehl seront achevés au tout début de l'année 2001. Cette première année du chantier s'est déroulée conformément aux prévisions, sans aléas notoires, sans retards liés aux intempéries ou aux crues du fleuve.

	Viaduc d'accès	Pont principal	Total
Palplanches	—	3600 m ²	—
Aciers passifs des pieux	67 t	480 t	547 t
Bétons des pieux	430 m ³	3000 m ³	3430 m ³
Aciers passifs des appuis	140 t	520 t	660 t
Bétons des appuis	1180 m ³	3400 m ³	4580 m ³
Longueur pieux Ø 1,80 m	—	990 m	990 m
Longueur pieux Ø 1,30 m	400 m	190 m	590 m
Longueur pieux Ø 0,90 m	—	800 m	800 m
Enrochements	—	27 000 t	27 000 t

Les principales quantités mises en œuvre pour les fondations et appuis
The main quantities used for foundations and bearings



Viaduc côté France. Coffrage d'un chevêtre de pile
Viaduct on French side : pier head shuttering



Viaduc côté France. Au premier plan, appuis achevés; en arrière plan tablier en cours de construction
Viaduct on French side : in foreground, completed bearings; in background, deck under construction

...et ce qu'il reste à faire

La construction du tablier poussé du viaduc français a débuté fin octobre 2000 sur le remblai d'accès. Ces travaux devraient s'achever au printemps 2001.

La construction du tablier du pont principal par encoissements successifs a démarré un mois plus tard avec le voussoir sur pile côté Allemagne.

Les fléaux seront construits en parallèle à l'aide de deux paires d'équipages mobiles.

Leur clavage devrait intervenir vers la fin de l'année 2001, les structures du tablier se dessineront alors entièrement dans le ciel d'Alsace et de Bade.

Le marché de travaux du viaduc allemand a été attribué à l'entreprise Weyss & Freytag à l'automne 2000. A l'heure actuelle, les fondations profondes sont achevées et les appuis sont en cours de réalisation. Les travaux du tablier débiteront au début de l'année 2001 pour s'achever en même temps que ceux du pont principal sur le Rhin sous réserve que les rigueurs des hivers rhénans ne retardent pas leur déroulement.



Viaduc côté France. Tablier en cours de réalisation sur le remblai d'accès

Viaduct on French side : deck during construction on access embankment

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maîtrise d'ouvrage

- République Française - Ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement - Direction des Routes
- République Fédérale d'Allemagne - Land de Bade-Wurtemberg - Ministère des Transports et de l'Environnement (viaduc d'accès côté Allemagne uniquement)

Représentant des maîtres d'ouvrages pour la construction du pont principal franco-allemand sur le Rhin

DDE du Bas-Rhin

Maîtrise d'œuvre

DDE du Bas-Rhin - Service des Grands travaux

Assistances particulières à la maîtrise d'œuvre lors de la phase de réalisation des travaux :

Contrôle des études d'exécution des structures

- Setra (tablier du pont principal)
- SNCF/Coredia (appuis et fondations)
- CETE de l'Est (tablier du viaduc d'accès)

Mises au point architecturales

Philippe Fraleu, architecte

Contrôle extérieur des travaux

LRPC Strasbourg

Contrôles topographiques

Cabinet Klopfenstein et Sonntag

Coordination sécurité et protection de la santé

OTE

Titulaire des marchés de travaux (pont principal et viaduc d'accès français)

Groupement d'entreprises Bilfinger + Berger et Max Früh

Principaux sous-traitants et fournisseurs

- Etudes d'exécution : Europe Etudes GECTI/Simecsol
- Travaux fluviaux : OHF
- Palplanches rive droite : Moebius
- Terrassements : Kaiser
- Fondations : Grund und Phalbau
- Injection des pieux : Erkelenzer
- Précontrainte : Freyssinet
- Fabrication des bétons : Fehr
- Fabrication des appareils d'appui : FIP
- Armatures passives : Ruhl (façonnage) - Ünlütürk (pose)
- Travaux topographiques : Kappis
- Contrôles externes béton : Solen - LEM
- Fourniture des palplanches : Arbed

ABSTRACT

The second bridge over the Rhine south of Strasbourg : works have begun

G. Treffot

The second bridge over the Rhine south of Strasbourg, almost a kilometre long, includes three structures : a main bridge over the water, 460 m long, with a central section of 205 m, a viaduct on the French side, 217 m long, and a viaduct on the German side, 290 m long. The works began in the spring of 2000. This article describes the construction phases for the foundation and supporting structures of the main bridge and the viaduct on the French side.

RESUMEN ESPAÑOL

El segundo puente del Rin ubicado al sur de Estrasburgo, cuyas obras han dado ya comienzo

G. Treffot

El segundo puente que salva el río Rin por el sur de Estrasburgo, de cerca de un kilómetro de longitud, consta de tres estructuras : un puente principal sobre el río, de 460 m de longitud que está formado por un tramo central de 205 m, un viaducto por el lado de Francia de 217 m de longitud, y finalmente, un viaducto por el lado de Alemania de 290 m de longitud. Las obras han dado comienzo durante la primavera de 2000. En el presente artículo se expone el desarrollo de los cimientos y estribos, relativos al puente principal y al viaducto francés.

Mesure du diamètre des colonnes de jet grouting par la méthode du cylindre électrique

Cet article décrit la méthode du cylindre électrique® appliquée à la mesure du diamètre des colonnes de jet grouting dès la fin de leur réalisation. La procédure de mesure est illustrée par plusieurs exemples de chantiers d'application montrant les possibilités de cette méthode de contrôle pour la maîtrise de la qualité des travaux de jet grouting.

■ INTRODUCTION

Une des difficultés majeures d'application du procédé jet grouting [1] est de savoir prévoir le diamètre des colonnes réalisées en place avec une précision suffisante sans mettre en œuvre des moyens extraordinaires.

La procédure de détermination du diamètre actuellement spécifiée dans le projet de norme européenne sur le jet grouting en cours de validation [2] consiste, faute de mieux, à faire des colonnes d'essai avec des paramètres déterminés, puis à les déterrer pour en mesurer le diamètre, ou bien à exécuter des forages proches du bord supposé des colonnes (généralement des carottages) pour tenter d'encadrer le diamètre obtenu.

Dans la pratique, le déterrement de colonnes est rarement réalisable à grande profondeur et sous la nappe, et la précision obtenue par un contrôle par carottages reste médiocre et entraîne des contraintes importantes (nécessité de multiplier les carottages et mesurer leurs déviations par exemple). Dans tous les cas, le coût de telles méthodes de contrôle est très élevé, ce qui les rend inapplicables pour une application industrielle sur de nombreuses colonnes.

En conséquence, la procédure normalisée suppose qu'en employant les mêmes paramètres et méthodes de travail les diamètres des colonnes du chantier seront les mêmes que lors des essais, ce qui fait fi des variations naturelles du terrain ou d'écarts de mise en œuvre susceptibles d'affecter le résultat obtenu.

Finalement le coût élevé de cette procédure n'évite souvent pas des imperfections et aléas qui limitent considérablement le développement du procédé jet grouting à cause de son manque de fiabilité, ce qui peut conduire à prendre des précautions surabondantes (utilisation de paramètres excessifs par exemple) pour limiter les conséquences du manque de moyen précis de mesure du diamètre des colonnes.

Parmi les méthodes indirectes permettant d'ap-

procher le diamètre des colonnes, la plus connue est basée sur la mesure de la densité des rejets formés en cours d'exécution des colonnes [3]. Cependant cette méthode nécessite un terrain relativement homogène et de caractéristiques géotechniques bien reconnues pour avoir un minimum de précision, ce qui n'est pas le cas de la plupart des chantiers. Par ailleurs, ce genre de méthode indirecte nécessite une grande expérience pour éviter des erreurs grossières d'interprétation.

D'autres méthodes basées par exemple sur la mesure des pics de vibration lorsqu'on construit une colonne au contact d'une autre ou d'une structure existante permettent dans certains cas de se faire une idée du diamètre des colonnes en cours de construction. Il en est de même des différentes méthodes géophysiques telles que mentionnées en annexe du projet de norme européenne (microsismique, etc.). A l'heure actuelle, ces méthodes sont encore peu développées et leur champ d'application reste limité (colonnes nécessairement sécantes, etc.).

Parmi les méthodes de mesure *in situ* du diamètre de colonnes de jet, la plus ancienne à avoir été testée est le géoradar, cependant cette technologie n'a pas encore connu un développement suffisant pour entrer dans la pratique des chantiers. Par contre, la méthode directe de mesure au moyen du cylindre électrique, d'application déjà ancienne dans le domaine de la recherche de cavités souterraines, s'est révélée d'emblée applicable avec fiabilité sur chantier, comme la suite de cet article le démontre.

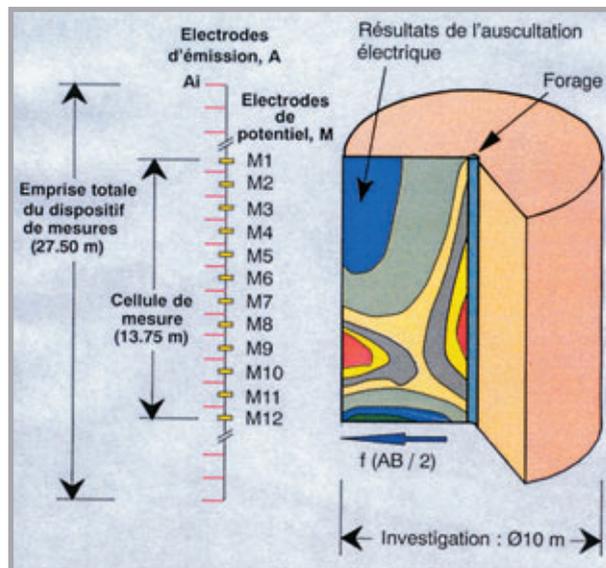
■ CYLINDRE ÉLECTRIQUE

Rappel du procédé cylindre électrique

La méthode du cylindre électrique développée et brevetée par EDG consiste à mesurer et analyser les différences de potentiel qui se créent autour d'un forage lorsqu'on envoie un courant électrique

Figure 1
Schéma du dispositif
et du principe du cylindre
électrique

Diagram of device
and principle
of electric cylinder



d'assurer un bon contact électrique entre les électrodes et le terrain environnant.

Application au cas de la mesure du diamètre des colonnes de jet

Dans le cas des colonnes de jet, le principe de mesure est basé sur la grande différence de résistivité entre le terrain et le matériau de la colonne contenant du ciment.

Suivant la plus ou moins grande influence de ce matériau, et donc suivant le diamètre de la colonne, les courbes d'iso-résistivité sont plus ou moins déformées autour du forage.

Connaissant la résistivité du terrain en place et la résistivité du matériau de la colonne (mortier sol-ciment), on peut simuler numériquement la forme des courbes d'iso-résistivité qui résultent d'une colonne plus ou moins grosse. Il suffit ensuite de comparer diverses simulations avec les résultats des mesures pour connaître le diamètre de la colonne (figure 2).

MESURE DU DIAMÈTRE DES COLONNES DE JET

Modalités d'application

Dans la plupart des cas, la résistivité du terrain en place est de plusieurs dizaines d'Ohm-m et celle de la colonne de quelques Ohm-m. Cependant, la résistivité de la colonne augmente rapidement en fonction du temps au fur et à mesure de son durcissement. Au bout de quelques jours, le contraste de résistivité entre colonne et terrain s'est estompé, jusqu'à s'inverser après durcissement complet de la colonne (figure 3).

Il est donc nécessaire de mesurer la résistivité de la colonne le plus rapidement possible après achèvement, et donc d'introduire un tube non métallique dans le matériau frais de la colonne (n'ayant pas fait prise).

Si des difficultés sont rencontrées pour introduire ce tube, on peut attendre le début de prise de la colonne, de façon à reforer pour installer le tube, mais il est préférable de ne pas tarder plus de un ou deux jours pour cette opération, sous peine de voir fortement diminuer la précision de la mesure.

Il est également nécessaire d'exécuter un forage dans le terrain vierge pour mesurer sa résistivité naturelle (celle du matériau de la colonne est mesurée par la courbe d'iso-résistivité au contact du forage).

Particularités d'application

Un des avantages essentiels de la méthode est de fournir un résultat peu après la fin de réalisation

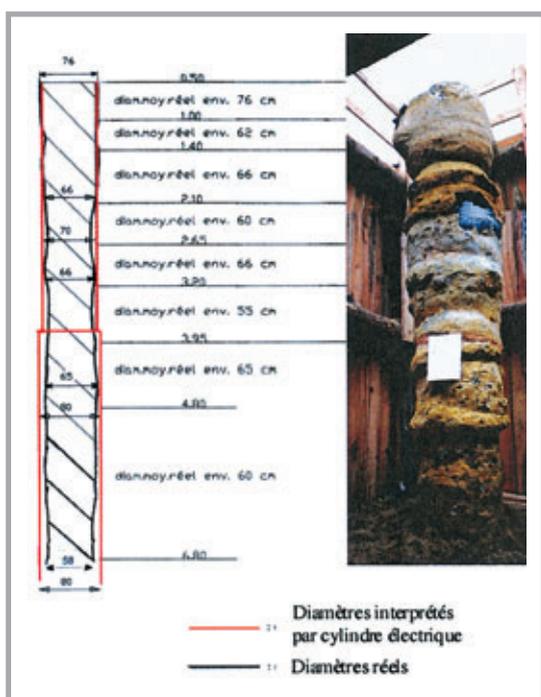


Figure 3
Comparaison entre mesures
au cylindre électrique
et relevés sur site

Comparison between
electric cylinder
measurements
and site measurements

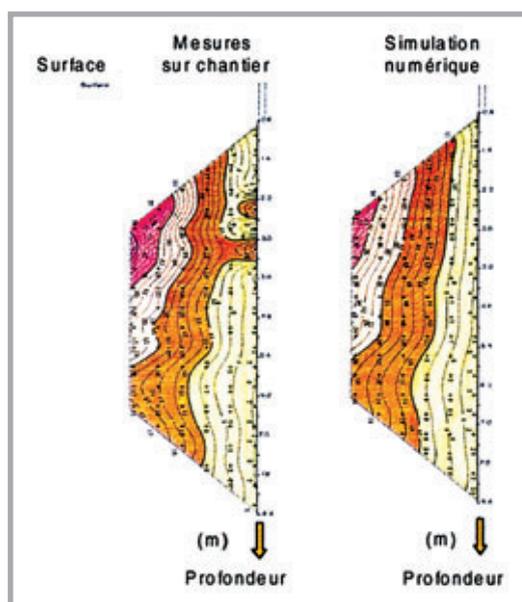


Figure 2
Exploitation des mesures

Use of measurements

par l'intérieur du forage. L'auscultation électrique autour du forage se développe suivant un cylindre de diamètre 5 m à 10 m suivant la résistivité du terrain (figure 1).

Les anomalies observées dans la distribution des équipotentiels de résistivité permettent de repérer des hétérogénéités dans le terrain, notamment vides, zones décomprimées, passages argileux, etc. A l'origine, la méthode a été utilisée dans la recherche d'anomalies telles que présence de karsts, failles, zones polluées, etc., notamment pour des reconnaissances à l'avancement d'un tunnel ou de tunneliers.

Le dispositif de mesure introduit dans le forage comprend un câble multiconducteur muni d'électrodes d'émission intercalées avec 12 électrodes de réception réparties sur 27,5 m de longueur, et une différence de potentiel est créée entre chaque électrode d'émission et les électrodes de réception.

Le forage doit être équipé d'un tube plastique crêpé et rempli d'eau ou autre produit permettant

de la colonne (sans attendre un déterrement, des carottages, etc.).

Cependant, pour obtenir une bonne précision, il est nécessaire de faire de nombreuses simulations, particulièrement dans les cas de terrains variables, avec colonnes de diamètre non constant. Les calculs matriciels à effectuer sont fastidieux et extrêmement longs.

Pour remédier à ce problème, EDG a développé un logiciel de calcul automatique d'inversion permettant d'obtenir un résultat précis en quelques heures, même pour des cas complexes. Ce logiciel procède par itérations successives améliorant la précision du résultat après chaque itération. Actuellement, on estime que la précision obtenue sur le diamètre est de l'ordre de 10 %, avec une erreur possible de l'ordre du mètre dans le positionnement en profondeur du changement de diamètre lié au terrain. Il est certain que l'accumulation d'expérience par multiplication des mesures permettra d'affiner les résultats et d'obtenir dans l'avenir des précisions encore meilleures.

Il arrive quelquefois que des colonnes soient réalisées en milieu saumâtre. Dans ce cas, la résistivité du terrain est très basse et comparable à celle du matériau de la colonne fraîche. Au contraire du cas normal (nappe d'eau douce), il est alors nécessaire d'attendre plusieurs jours pour que le matériau de la colonne ait une résistivité beaucoup plus grande que celle du milieu ambiant et qu'on puisse faire les mesures. La méthode fonctionne alors de la même façon que normalement, avec un gradient de résistivité inversé par rapport au cas habituel.

Une contrainte d'application réside dans la nécessité de ne pas avoir d'obstacle enterré (ou autre colonne) dans le voisinage de la colonne mesurée dont la présence peut perturber les courbes. On estime actuellement que la colonne mesurée doit être à plus de 3 m d'un existant.

■ EXEMPLES D'APPLICATION

La mesure du diamètre des colonnes de jet grouting par la méthode du cylindre électrique a été employée à ce jour sur plus d'une dizaine de chantiers, d'abord à titre expérimental, puis de façon courante au stade des essais pour déterminer les paramètres de jet à employer.

Chantier Schweizerhof à Lucerne (été 1999)

Sur ce chantier, 50 colonnes de jet double ont été réalisées jusqu'à 30 m de profondeur dans des sables fins denses, avec des diamètres devant varier de 100 à 240 cm.

L'objectif du traitement par jet était de bloquer des débousses survenus par les joints défectueux

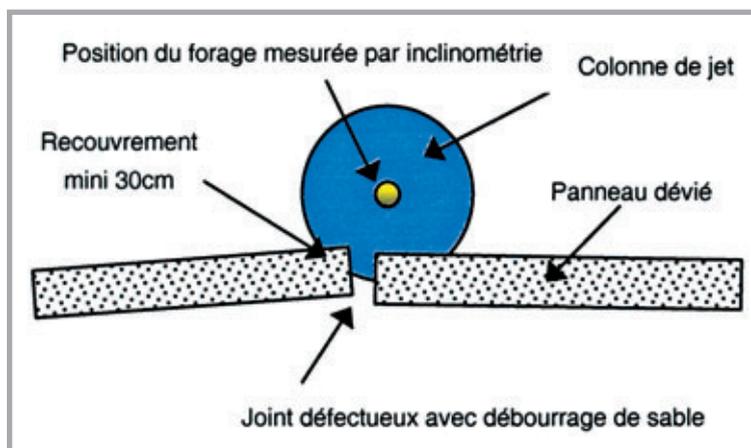


Figure 4
Schweizerhof.
Traitement des joints
Schweizerhof.
Joint treatment

Diamètre (cm)	100	120	140	160	180	200	220	240
Energie (MJ/m)	13	19	26	34	44	54	66	80
Pression (bars)	280	280	280	280	280	280	280	280
Débit (lit/min)	195	195	195	195	195	195	195	195
Remontée sec/3 cm	4	6	8	11	14	18	22	26

Tableau I

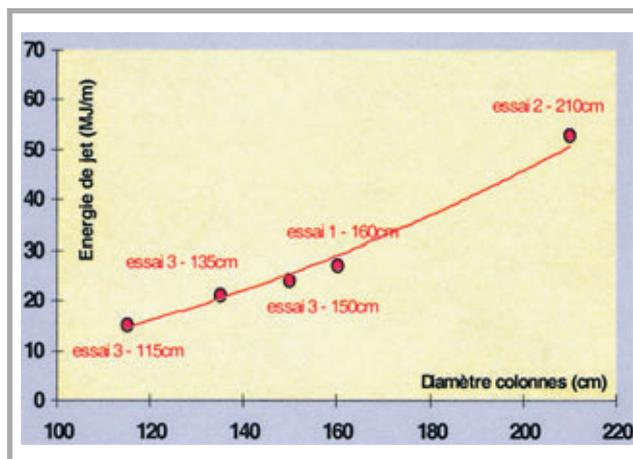


Figure 5
Schweizerhof.
Résultats des essais
Schweizerhof.
Results of tests

d'une paroi moulée lors du creusement de la fouille contre la paroi. Après blocage des joints depuis l'intérieur de la fouille par des plots de béton au droit des fuites majeures, une seule colonne a été construite depuis la surface derrière chaque joint, et son diamètre a été calculé de façon à obtenir une largeur de recouvrement de 30 cm au moins avec la paroi moulée de part et d'autre du joint compte tenu des déviations des forages qui ont été mesurées systématiquement (figure 4).

Les paramètres de jet ont donc dû être réglés pour chaque diamètre demandé à partir d'un étalonnage obtenu après réalisation de colonnes d'essai. Pour effectuer ce réglage, trois colonnes d'essai préalables ont été réalisées et leur diamètre a été mesuré en tête après déterrement et en profondeur par la méthode du cylindre électrique. Les résultats des essais sont résumés dans la figure 5 qui relie l'énergie de jet grouting employée pour construire les colonnes d'essai avec les diamètres mesurés.

A partir de cette corrélation, les paramètres de jet grouting à employer pour obtenir les différents diamètres ont été déterminés de la façon décrite sur le tableau I.

Figure 6
Schweizerhof.
Joint étanché
Schweizerhof.
Sealed joint

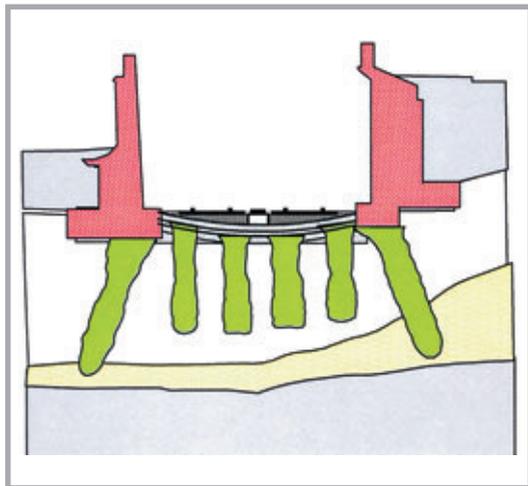


Figure 7
RER C. Traitement
de reprise en sous-œuvre
par jet grouting
Regional express railway
(RER) line C. Underpinning
by jet grouting

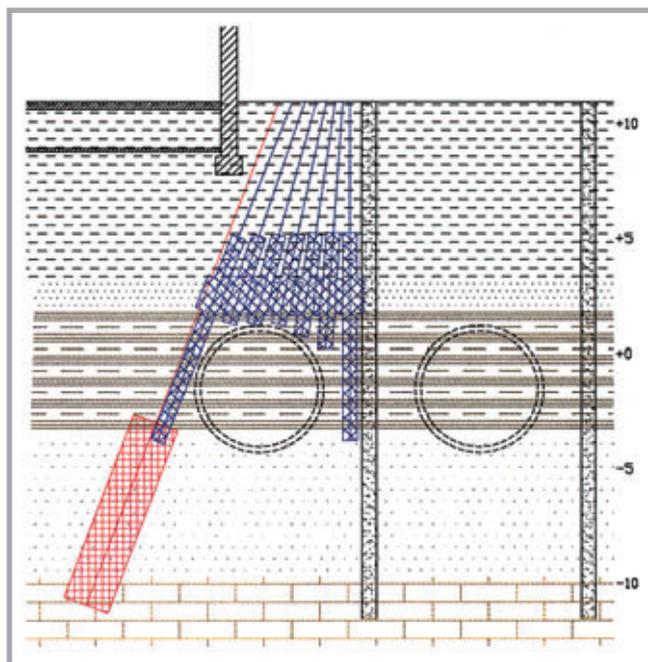


Figure 8
Métro de Copenhague.
Coupe type des traitements
par jet à Falkoner Allé
Copenhagen metro.
Typical cross section of jet grouting
at Falkoner Allé

► Lors de la reprise du terrassement après traitement, on a constaté que tous les joints avaient été étanchés (figure 6).

Chantier RER C à Paris (été 2000)

Sur ce chantier, le traitement par jet consistait à consolider les argiles limoneuses et tourbeuses molles sur lesquelles repose la tranchée couverte de la ligne ferroviaire du RER C le long du quai Saint-Bernard à Paris, dans une zone sévèrement affectée par des tassements depuis de nombreuses années.

En prolongation des travaux faits pendant l'été 1997

sur le même site, 250 colonnes verticales ont été construites en sous-face du radier et 100 colonnes inclinées en sous-face des piédroits à des profondeurs de 3,5 m et 6,5 m respectivement (colonnes de jet simple de diamètre 130 cm et 3 à 5 MPa de résistance moyenne) avec deux ateliers travaillant à trois postes pendant cinq semaines de coupure estivale du trafic ferroviaire (y compris dépose et repose des voies ferrées et du ballast). La méthode de contrôle du diamètre des colonnes fixée par le cahier des charges demandait de réaliser des carottages en bordure de colonnes (contrôle d'une colonne sur seize en moyenne). Outre le coût élevé de cette méthode et l'encombrement du chantier par le matériel de carottage, cette procédure nécessite un délai d'attente d'au moins trois jours de durcissement avant de pouvoir carotter (figure 7).

Dans le contexte particulier de ce chantier à réaliser dans un délai extrêmement court, cela signifie qu'une grande quantité de colonnes doit être construite avant d'avoir un résultat ponctuel sur quelques colonnes (un seul carottage ne suffit pas pour déterminer le diamètre de la colonne), ce qui fait prendre un risque considérable en cas de défaut constaté, et oblige en conséquence à travailler avec des paramètres a priori surabondants.

Pour tester l'applicabilité de la méthode du cylindre électrique dans ce contexte, six colonnes ont été mesurées, et les résultats (confirmés par les carottages) ont démontré que les diamètres obtenus étaient généralement supérieurs de 10 à 20 cm au diamètre demandé.

Ce chantier bénéficiait de l'expérience d'un chantier précédent fait trois années auparavant dans une zone adjacente dans le même terrain, il y avait donc peu d'incertitude sur les paramètres de jet à mettre en œuvre, mais il est certain qu'un chantier à faire dans les mêmes conditions dans un terrain moins bien connu sans expérience préalable aurait posé des problèmes plus aigus de détermination des paramètres de jet, avec plus de risques d'écart important entre le diamètre visé et le diamètre obtenu. Par la méthode du cylindre électrique, et grâce aux derniers développements logiciels disponibles, il devient possible de connaître le diamètre de la colonne avec une bonne précision (moins de 10 % d'erreur dans le cas présent) dès le lendemain du jour de construction de la colonne, ce qui accélère considérablement le processus de contrôle et d'ajustement des paramètres et diminue fortement les risques de malfaçon.

Chantier du métro de Copenhague (automne 2000) (figure 8)

Ce chantier comportait :

- ◆ la réalisation d'une voûte de terrain consolidé par des colonnes inclinées de jet double au-dessus du tunnel sud du métro qui passe sous l'angle

d'un immeuble à sa sortie dans la tranchée couverte de Falkoner Allé, dans des argiles et sables risquant de tasser sous les fondations de l'immeuble lors de la mise en dépression du bouclier pour traverser la paroi d'extrémité en pieux sécants de la tranchée (110 colonnes de diamètre 80 à 120 cm ont été construites à une profondeur moyenne de 10 m);

◆ l'exécution d'une coupure étanche sous l'arche constituée de colonnes inclinées sécantes de jet double dans les graviers caillouteux ouverts avec *boulders* sous charge d'eau situés sur le côté et sous le tunnel jusqu'au toit du substratum calcaire, là où le bâtiment existant empêche de faire une paroi au coulis (15 colonnes inclinées à 20° atteignant 25 m de profondeur).

Pour cette coupure étanche, et comme dans le cas de Schweizerhof, le diamètre des colonnes a dû être adapté en fonction des déviations des forages mesurées systématiquement et en tenant compte en plus des différents terrains à traiter.

Pour effectuer ce réglage, les paramètres de jet des colonnes profondes ont été déterminés pour chaque diamètre demandé à partir de trois colonnes d'essai dont le diamètre a été mesuré au cylindre électrique (déterrement impossible, réalisation de carottages aléatoire, mesures de densité des rejets très variables en fonction des terrains rencontrés avec présence de boulders de granite) (figure 9).

Les trois colonnes d'essai ont été réalisées avec des énergies de jet très différentes. A partir des mesures au cylindre électrique, on a pu reconnaître quatre types de terrains dans la zone à traiter réagissant de façon très contrastée au jet (diamètres de colonnes obtenus très différents pour les mêmes paramètres employés), et tracer des courbes reliant l'énergie du jet au diamètre des colonnes pour chaque terrain.

Ces relations énergie/terrain ont ensuite été utilisées pour déterminer les paramètres de jet à adopter en face de chacun des terrains sur la hauteur du traitement, de façon à savoir construire au cas par cas des colonnes de diamètres compris entre 140 et 240 cm selon les déviations des forages mesurées. Ces diamètres variables ont été calculés pour assurer en final un recouvrement minimum entre colonnes voisines malgré les déviations, aboutissant à former une coupure étanche malgré des conditions géométriques et de terrain très sévères (figure 10). Cet exemple remarquable illustre l'apport fondamental d'une méthode directe précise de mesure du diamètre des colonnes de jet dans des conditions de terrain mal connues et variables (figure 11).

CONCLUSION

Ces différents cas d'application et d'autres encore, montrent l'intérêt de la mesure du diamètre des colonnes de jet par la méthode du cylindre électrique.

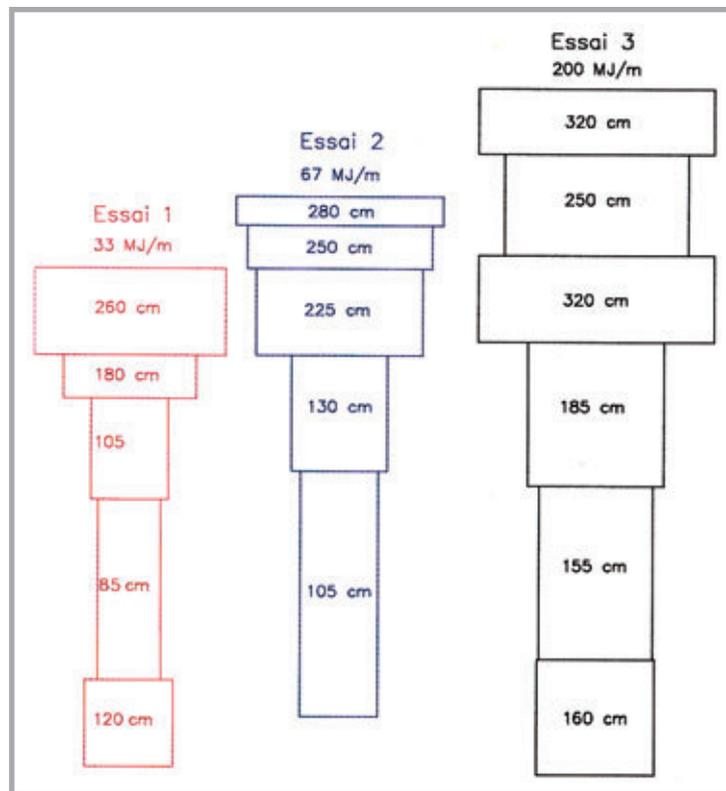


Figure 9
Métro de Copenhague.
Résultats des mesures de diamètre des colonnes d'essai
Copenhagen metro. Results of test column diameter measurements

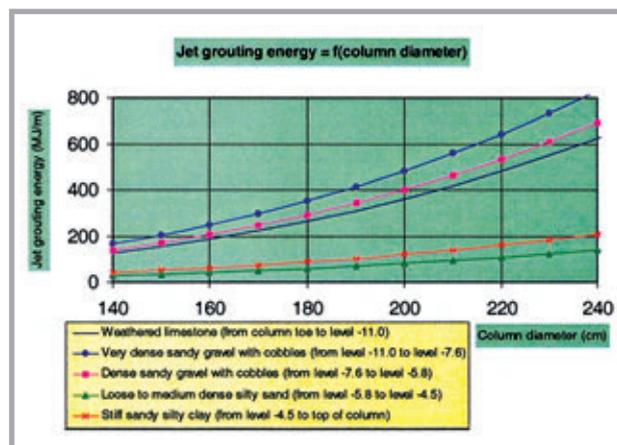


Figure 10
Relations énergie de jet/diamètre des colonnes dans les différents terrains
Jet/energy/column-diameter relations in different soils

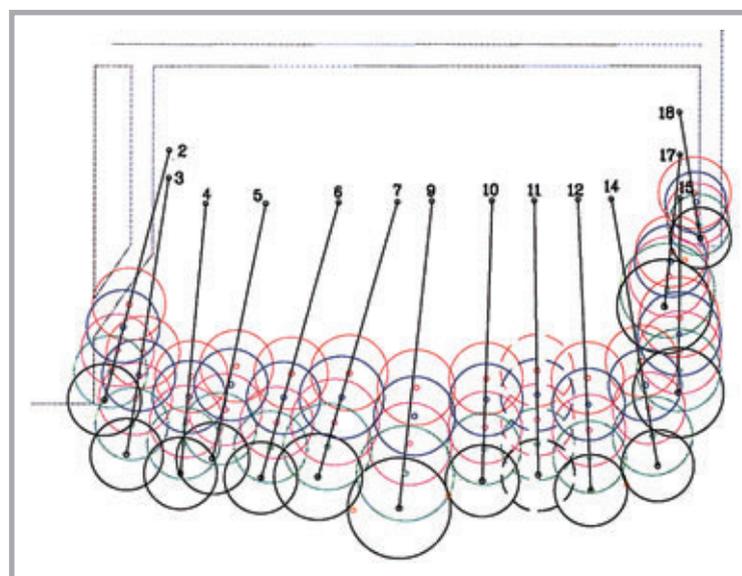


Figure 11
Métro de Copenhague.
Projection en plan de la coupure étanche
Copenhagen metro. Plan projection of damp-proofing course

Pour un coût modique, il devient possible de contrôler efficacement le résultat obtenu à grande profondeur avec une bonne précision, ce qui permet d'adapter les paramètres de jet en fonction des résultats demandés en présence de terrains divers

▶ dont le comportement vis-à-vis du jet peut varier rapidement sur un même chantier.

Les résultats des mesures sont obtenus presque immédiatement après l'exécution des colonnes, ce qui offre une grande souplesse aux entreprises et aux maîtres d'œuvre pour apprécier la qualité de la réalisation et permet le cas échéant de rectifier rapidement les procédures et paramètres de travail sans attendre le résultat final.

L'extension de cette méthode au contrôle de colonnes non seulement au moment des essais mais aussi en cours de chantier peut maintenant être envisagée de façon industrielle pour améliorer la fiabilité du procédé jet grouting et éviter des précautions surabondantes dans sa mise en œuvre. Précisons enfin que la FNTP et CRITERRE ont participé au développement de cette méthode.

■ RÉFÉRENCES

[1] : J. Morey - "Les domaines d'application du jet grouting" - *Revue Française de Géotechnique* - Décembre 1992.

[2] : Comité européen de normalisation CEN TC 288, projet de norme européenne prEN 12716 en cours de validation - "Exécution des travaux géotechniques spéciaux - Colonnes, panneaux et structures de sol-ciment réalisés par jet" - Novembre 2000.

[3] : J. Morey et D. Campo - "Les travaux exceptionnels de jet grouting du métro du Caire", *Revue Tunnels et ouvrages souterrains* - Mai/Juin 1998.

ABSTRACT

Jet grouting column diameter measurement using the electric cylinder method

P. Frappin, J. Morey

This article describes the electric cylinder method® used to measure the diameter of jet grouting columns as soon as they have been completed. The measurement procedure is illustrated by several examples of application sites showing the possibilities of this measurement method in quality control for jet grouting work.

RESUMEN ESPAÑOL

Medición del diámetro de las columnas de jet grouting por el método del cilindro eléctrico

P. Frappin y J. Morey

En el presente artículo se describe el método del cilindro eléctrico® aplicado a la medición del diámetro de las columnas de jet grouting una vez finalizada su ejecución. El procedimiento de medición va acompañado de varios ejemplos de obras en que fue aplicado, que permiten demostrar las posibilidades de este método con miras al control de la calidad de las obras de jet grouting.

Travaux de confortement d'une résidence à Grasse

Denis Huber



INGÉNIEUR ÉTUDES
Heaven Climber

Un projet confortatif de déblai par mur cloué a été réalisé afin d'assurer la stabilité du versant amont de la résidence "Le Parc Panoramont" à Grasse (06).

Une méthode observationnelle se basant sur l'Eurocode 7 a conduit à installer un dispositif d'auscultation complet sur l'ouvrage et ses abords.

Le suivi journalier des divers points d'auscultations a permis d'anticiper sur d'éventuelles ré-activations de glissements en suivant des consignes d'intervention d'urgence préétablies. Il en ressort que la paroi clouée ainsi réalisée a stabilisé efficacement les mouvements de terrains initiaux.

■ INTRODUCTION

Suite à un glissement d'un talus de déblais, un projet confortatif par mur cloué a été nécessaire afin d'assurer la stabilité du site en phase définitive. Ce déblai forme le versant amont de la résidence Le Parc Panoramont à Grasse (Alpes-Maritimes). Une expertise judiciaire a ordonné le confortement de cette pente afin de garantir la sécurité des usagers, l'accès aux habitations en l'amont (photo 1). Une méthode observationnelle se basant sur l'Eurocode 7 a conduit à installer un dispositif d'auscultation relativement complet.

■ CONTEXTES DES TRAVAUX

Contexte géologique et géotechnique

La réalisation de sondages de reconnaissance a permis de mettre en évidence une forte hétérogénéité en masse du site qui laisse apparaître :

- ◆ vers le sud des argiles de couvertures surmontant un substratum rocheux à faciès de calcaires vacuolaires ;
- ◆ vers le nord des dépôts argileux à structure lâche, sous-consolidés de qualité mécaniques médiocres sur de grandes épaisseurs.

Le mouvement de terrain est généralisé sur l'ensemble du talus et il est particulièrement actif sur la partie centrale de la paroi, ce qui imposera des dispositions particulières d'exécution.

Contexte hydraulique

Un ensemble de piézomètres a été mis en place afin de suivre l'évolution de la nappe. Celle-ci présente un fort gradient, sensiblement parallèle à la pente naturelle, soit de l'ordre de 20 à 25° sous



Photo 1
Vue générale
du chantier
avant intervention

*General view of site
before intervention*

l'horizontal ; elle se localise essentiellement au sein des terrains limoneux et argileux. De nombreuses zones de suintement en pied de talus sur la voie d'accès attestent de circulations d'eaux préférentielles localisées.

En phase travaux, une attention toute particulière a été apportée aux relevés piézométriques afin d'établir le comportement de la nappe suite aux épisodes pluviométriques. Il a également été procédé à des mesures de débit de drains.

Contraintes d'exécution

L'installation de chantier s'est faite dans les sur-largeurs de la voie d'accès à l'arrière d'une clôture mobile. La forte teneur en limons et en argile du

Photo 2
Panneautage
en phasage
Phase panels

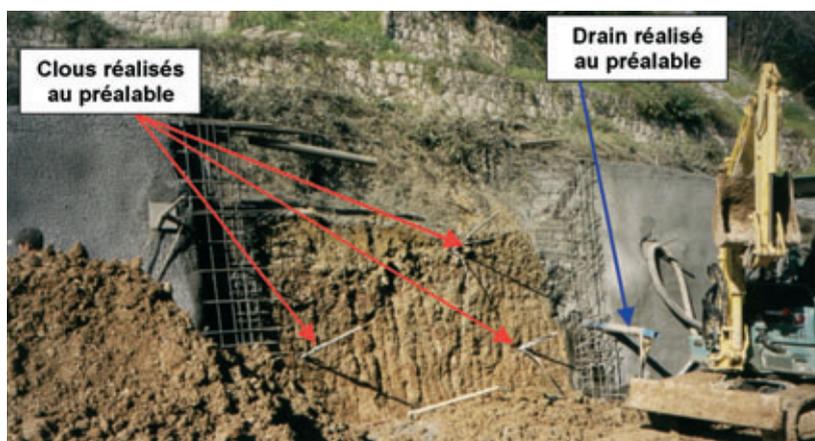


Photo 3
Avant travaux
Before works



Photo 4
Après travaux
After works



► sol et les nombreuses pluies qui se sont abattues sur la région ont rendu très délicates les phases de terrassement et ont imposé un nettoyage journalier des voies d'accès.

Un phasage par panneautage de largeur moyenne 3,50 à 4 m pour éviter un trop important déconfinement des terres pouvant engendrer une amorce de glissement, a été nécessaire. La réalisation des drains et du clouage était préalable à l'excavation afin de renforcer le panneau à terrasser.

Auscultation

Afin de ne pas mettre en péril la stabilité des ouvrages en amont, il a été mis en place un dispositif d'auscultation qui s'inscrit dans le cadre d'une

méthode observationnelle recommandée par l'Eurocode n° 7 et qui comporte :

- ◆ inclinomètres (deux unités, une lecture tous les 15 jours, plus si nécessaire);
- ◆ cibles topographiques repérées sur la paroi et sur la zone d'influence des travaux (trois lectures);
- ◆ mesures piézométriques;
- ◆ mesures pluviométriques.

La fréquence d'auscultation des levés piézométriques et de débits des drains est journalière.

La sensibilité du site a imposé l'établissement des seuils d'alerte en cas de déplacements trop importants et de mettre en place une parade de blocage du glissement. Ces seuils sont décrits ci-après :

- ◆ déplacement de la paroi supérieur à 10 mm;
- ◆ remontée de nappe de 0,75 à 1 m au-dessus du niveau maximum théorique;
- ◆ mouvement relatif supérieur à 20 mm de l'inclinomètre situé près de la paroi (cf. inclinomètre I01);
- ◆ mouvement relatif supérieur à 5 mm de l'inclinomètre situé en amont du site.

Le seuil d'intervention est fixé à 1,5 fois les seuils d'alerte.

Les parades devant être mises en place lorsque le seuil d'intervention s'est déclenché sont les suivantes :

- ◆ modification du phasage d'exécution;
- ◆ ajout de drains;
- ◆ ajout de clous;
- ◆ projection de béton sur le terrain avant le ferrailage;
- ◆ butonnage poids par enrochements;
- ◆ réalisation de micropieux en berlinoise. Un stock de 200 ml est prévu à cet effet dans un dépôt à Nice (tube 88,9/57 mm);
- ◆ fréquence d'auscultation augmentée.

■ EXÉCUTION DE LA PAROI

Panneautage en phasage

La paroi d'une surface de 160 m² comporte un total de 16 panneaux de 30 cm d'épaisseur cloués par des ancrages de 20 tonnes de capacité.

La réalisation des terrassements pour la paroi clouée ne devait, en aucun cas, induire de l'instabilité en amont du talus vers les ouvrages existants. C'est pourquoi un panneautage a été réalisé partant des deux extrémités de la paroi venant se rejoindre sur la partie centrale la plus sensible correspondant à l'axe du glissement.

Cette dernière phase a été réalisée par plots alternés afin de garder une butée naturelle entre chaque panneau et pour permettre au drainage de jouer son rôle (rabattement du niveau piézométrique dans le terrain).

Les deux tirants d'essais ont mis en évidence une

forte hétérogénéité de la capacité de frottement latéral du substratum ce qui a conduit à modifier l'entraxe des clous au profit de leur allongement : le maillage a été resserré (de 4 m à 2,80 m) afin de reprendre l'effort de poussée des terres tout en limitant l'extension latérale de l'ouverture des panneaux (photo 2).

Méthodologie

Le concept de réalisation retenu est le suivant :

- ◆ forage des drains ;
- ◆ réalisation de clous scellés à la cote définitive de terrassement ;
- ◆ excavation du panneau ;
- ◆ ferrailage-bétonnage du panneau ;
- ◆ blocage de la paroi par les clous.

Matériel - Injection

Les machines de forage utilisées sur ce chantier comprenaient une Beretta type T 43 pour la ligne de clous inférieurs puis un PCR 200A Furukawa pour la ligne de clous supérieure. Les forages ont été réalisés à l'air avec un compresseur pneumatique Ingersoll-Rand type HP 600 de capacité nominale 17 000 l à 7 bars. Un marteau fond de trou de quatre pouces type Challenge 4 équipé d'un trilame de diamètre 150 mm, un groupe d'injection turbo-malaxeur pneumatique un bac d'attente et une pompe de 0 à 40 bars, composaient les outils de forage. L'injection est de mode IGU avec un ciment CPA CEM 1 52.5 RPM, C/E : 2

Incidents de chantier

La principale difficulté du chantier a résidé dans le maintien du talus lors des terrassements préparatoires en raison d'une très mauvaise tenue des terrains de couverture (à la limite de la liquéfaction). Un gunitage a donc été réalisé afin de stabiliser les terrains en place, le temps de réaliser le panneau. On notera que sur la période du chantier une totalité de 225 mm d'eau s'est abattue sur la commune de Grasse ce qui n'a pas facilité la stabilisation du glissement !

Le forage au tri-lame a dû être abandonné pour être remplacé par un marteau tarière et faciliter l'évacuation des cuttings de forage et améliorer la tenue en tête du forage (par compactage latéral). Les photos 3 et 4 illustrent un comparatif de l'état initial et de l'état final avant le replis définitif du chantier.

Un choix stratégique et économique

La réalisation d'une paroi clouée, à défaut d'un ouvrage de type poids ou bien d'une paroi berlinoise, réside dans :

- ◆ l'optimisation du coût : la paroi clouée est 20 à 25 % moins chère qu'une paroi berlinoise ;
- ◆ le faible encombrement de la paroi par rapport aux voies de circulation ;

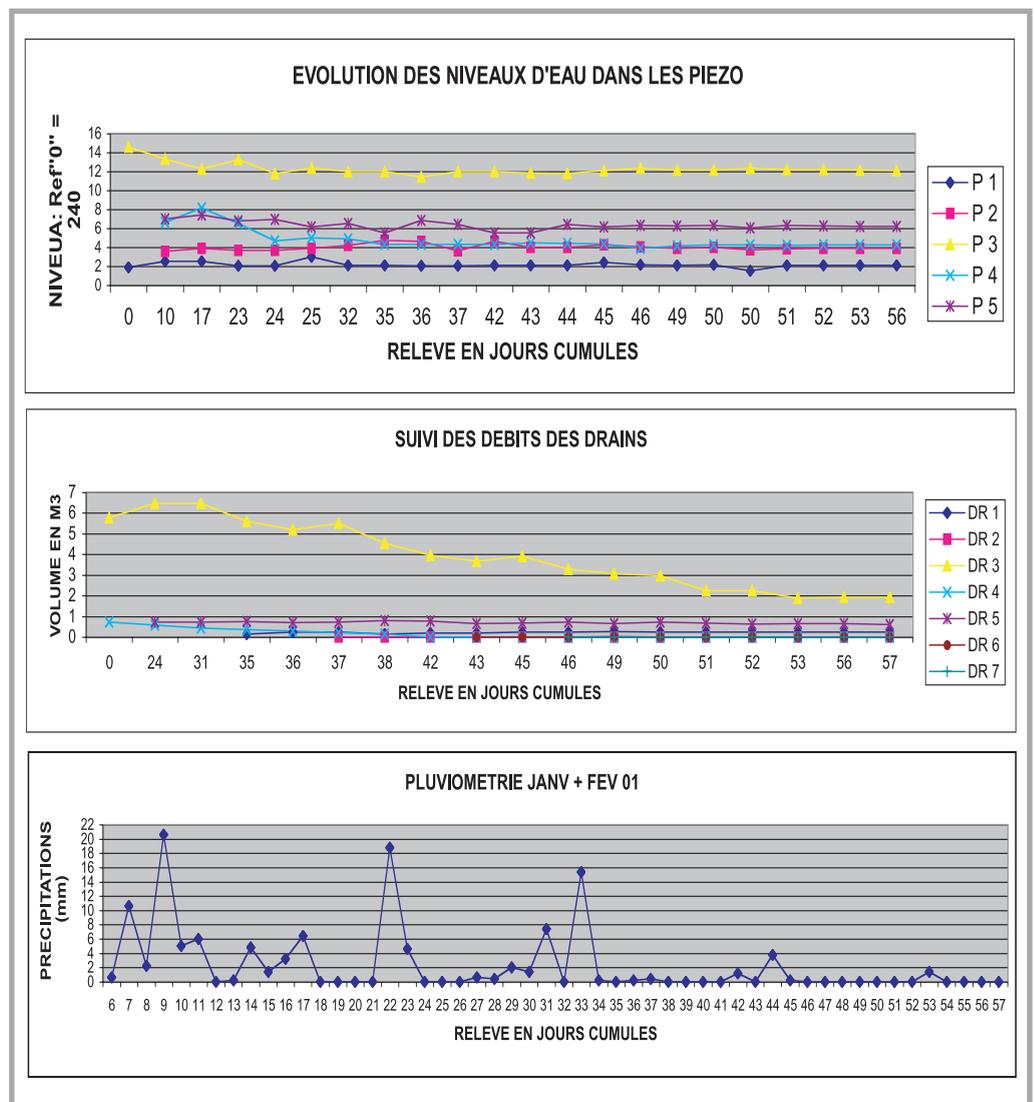


Figure 1
Corrélations entre la pluviométrie et les niveaux piézométriques
Correlations between rainfall measurements and piezometric levels

- ◆ la stabilité de l'ouvrage assurée par un ancrage dans le substratum ;
- ◆ le caractère sécurisant d'un voile en béton armé ancré pour les riverains.

■ SYNTHÈSE DES AUSCULTATIONS

Le suivi piézométrique et les mesures de débit de drains ont permis d'apprécier l'influence du drainage du talus. Il a eu pour effet de stabiliser la nappe et de limiter sa sensibilité à la pluviométrie comme le montre les corrélations de la figure 1. En effet les pluies avaient une importance différée et marquée sur la nappe en début de chantier alors qu'après avoir réalisé l'ensemble du réseau drainant cette influence est nettement amortie.

Les mesures inclinométriques ont, quant à elles, permis d'identifier plus précisément l'épaisseur de sol en mouvement et surtout de pouvoir établir un seuil d'alerte au-delà duquel un changement de méthodologie devait être envisagé.



■ BILAN DE FIN DE CHANTIER

La réalisation de la paroi clouée sous couvert d'une auscultation poussée et précise a permis d'anticiper les éventuels problèmes de stabilité de versant, et ce dans le respect des recommandations de l'Eurocode 7. Il en ressort qu'une paroi clouée même sans préfondation et sans blindage lourd permet de stabiliser efficacement les glissements de terrains d'extension latérale relativement importante (54 m en pied de paroi).

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maitre d'ouvrage

Sud Habitat

Maitre d'œuvre

Sol Essais

Bureau de contrôle

Socotec

Entreprise

Heaven Climber SA

Budget : 740 000 F

ABSTRACT

Reinforcement work for apartment complex in Grasse

D. Huber

A nailed wall system was used for the reinforcement of a cutting in order to ensure the stability of the upstream slope of the Résidence "Le Parc Panoramont" apartment complex in Grasse (southern France). An observational method based on Eurocode 7 led to the installation of a complete surveying system on the structure and its surroundings.

The daily monitoring of the various surveying points made it possible to anticipate possible reactivation of slip movements by following pre-established emergency intervention instructions. The result is that the nailed wall thus constructed was able to stabilise effectively the initial slide movements.

RESUMEN ESPAÑOL

Obras de consolidación de una residencia en Grasse (Francia)

D. Huber

Se ha llevado a cabo un proyecto de consolidación de un desmonte por muro enclavado, con objeto de obtener la estabilidad de la vertiente de aguas arriba de la Residencia "Le Parc Panoramont", en Grasse (Alpes Marítimos). Un método de observación fundado en el Eurocódigo 7 ha dado lugar a la instalación de un dispositivo de auscultación completo, tanto de la estructura como de sus inmediaciones.

El seguimiento diario de los diversos puntos de auscultaciones ha permitido prever las posibles reactivaciones de deslizamientos del terreno, ateniéndose a las instrucciones de intervención de emergencia previamente establecidas. De ello se deriva que la pared enclavada así ejecutada ha permitido conseguir una estabilidad eficaz de los movimientos del terreno iniciales.

Une paroi autostable à flanc de colline pour abriter le groupe scolaire Anatole France à Issy-les-moulineaux

Francois Pignero



DIRECTION
BUREAU D'ETUDES
Intrafor

Katja Dombernowsky



INGÉNIEUR
D'ÉTUDES PRINCIPAL
Intrafor

L'article présente les difficultés de conception et de réalisation du soutènement d'une fouille excavée à flanc de la colline de Clamart à Issy-Les-Moulineaux, dans un contexte géologique difficile et sensible. Il met en évidence la nécessaire coordination entre le chantier et le bureau d'études et l'intérêt de l'application de la "méthode observationnelle".

LE PROJET

Le projet dans son ensemble consiste en la réalisation à Issy-les-Moulineaux d'un groupe scolaire (maternelle et classes élémentaires) sur un terrain préalablement occupé par le lycée Henri Farman, bâtiment à structure métallique désaffecté depuis plusieurs années suite à des désordres liés à la géologie du site.

Le terrain en forte déclivité, situé à flanc de la colline de Clamart, est bordé en aval par le boulevard Rodin, en amont par le parc Henri Barbusse, et sur ses côtés par des constructions mitoyennes, en particulier par le gymnase des Sources, qui doit son nom aux circulations d'eau et résurgences erratiques existant au sein de la colline (figure 1).

Atrium Studio a conçu un bâtiment semi-enterré de deux à trois niveaux dont l'architecture s'adapte à la pente générale du terrain, et qui nécessite la réalisation, du côté amont uniquement, d'un soutènement de hauteur variable de 5,00 à 9,00 m.

Il était prévu de stabiliser ce soutènement en phase de travaux par des tirants d'ancrage, qui, compte tenu de la volonté du maître d'ouvrage de ne pas autoriser de tirants permanents, devaient être détendus après achèvement du bâtiment, les efforts horizontaux étant alors reportés par l'intermédiaire de la structure du bâtiment sur des pieux de gros diamètre en constituant les fondations.

Le groupement Bouygues-Intrafor a été adjudicataire des travaux grâce à la présentation d'une solution variante consistant à réaliser un soutènement amont autostable en phase de service, permettant d'alléger considérablement la structure du bâtiment ainsi que ses fondations.

LE CONTEXTE GÉOTECHNIQUE - LA SENSIBILITÉ DU SITE

Le terrain naturel est, on l'a vu, en forte déclivité, globalement de 16 m entre les points le plus haut, situé vers la cote 61,00 NGF et le point le plus bas.

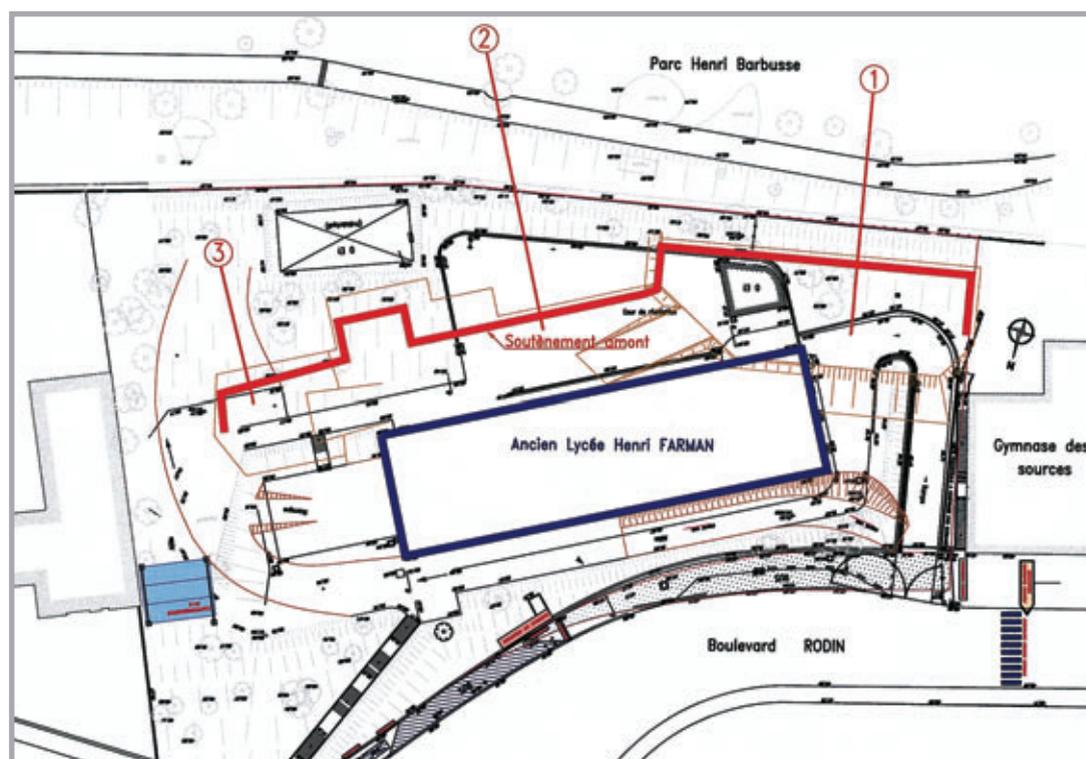


Figure 1
Vue d'ensemble
et repérage des coupes
*General view
and location of sections*

Cependant la pente n'est pas uniforme sur l'ensemble du site, mais croît de la coupe 3 jusqu'à un maximum atteint du côté du gymnase des Sources (coupe 1).

La stratigraphie des terrains mise en évidence par les campagnes de sol successives réalisées sur l'emprise, est celle habituellement rencontrée dans la zone, à savoir :

- ◆ des remblais sur 2 à 3 m d'épaisseur ;
- ◆ des éboulis calcaires ou sableux (sable glauconieux) sur des épaisseurs variables de 3 à 8 m ;
- ◆ les argiles plastiques dont la puissance varie de 4 à 9 m, et à la base desquelles on a rencontré en général le "Cendrier", couche plus sableuse, couleur anthracite, caractéristique de la base du Sparnacien ;
- ◆ les marnes de Meudon sur 0 à 8 m d'épaisseur ;
- ◆ enfin la craie constituant le substratum.

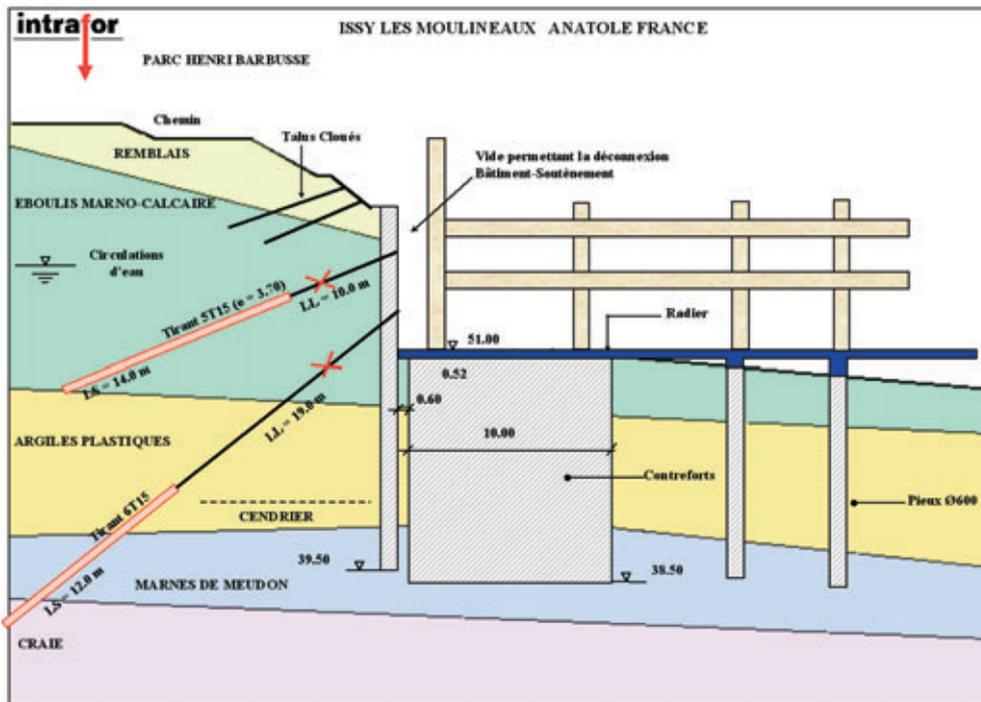


Figure 2
Principe
de la solution
variante

Principle
of variant
solution

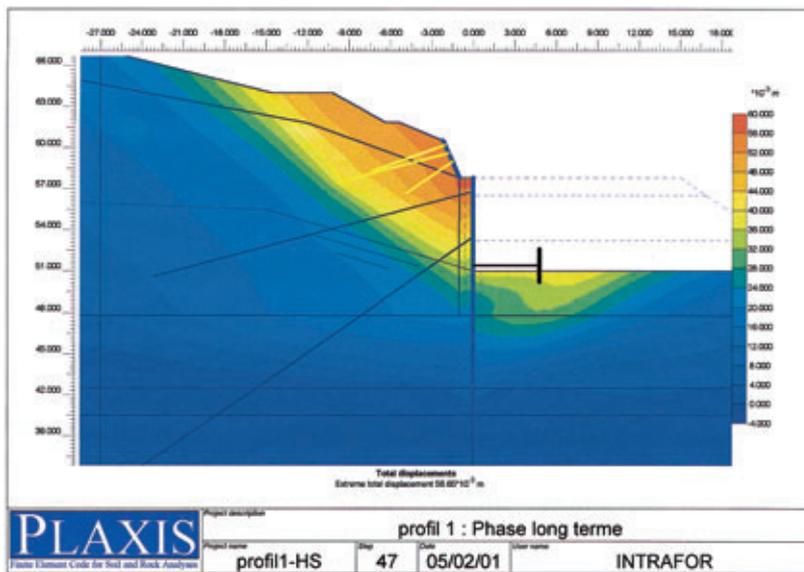


Figure 3
Calcul PLAXIS
en coupe 1
PLAXIS calculation
in section 1



D'un point de vue mécanique, les valeurs mesurées principalement au SPT mais également au pressiomètre sont :

- ◆ extrêmement hétérogènes dans les remblais et les éboulis (SPT de 5 à 100) ;
- ◆ moyennes dans la partie supérieure des argiles plastiques, au-dessus d'une cote voisine de 46,50 NGF (SPT de 10 à 15, PI voisine de 0,5 MPa), mais relativement élevées dans la partie inférieure (SPT de 20 à 40, PI de 0,8 à 1,1 MPa) ;
- ◆ de moyennes à bonnes dans les marnes de Meudon et la craie sous-jacente (SPT de 15 à 30 et PI supérieure à 4,00 MPa).

Le site a été, à l'échelle géologique, le siège de glissements et de bouleversements, qui seront bien mis en évidence lors des travaux de fondation. Ces

événements anciens et sans doute des glissements plus récents ont pu affecter les caractéristiques mécaniques des sols, en particulier celles des argiles plastiques dans leur partie supérieure.

Les calculs préliminaires de stabilité ont montré que l'équilibre limite des talus était obtenu en affectant à cette formation un angle de frottement de 15°, valeur voisine de celle retenue dans un contexte équivalent sur le site glissé de Passy à Paris XVI°.

Ce contexte géologique sensible, associé au souvenir de sinistres relativement récents, ont conduit la maîtrise d'œuvre à faire preuve d'une extrême prudence, d'une part en retenant des caractéristiques mécaniques de calcul relativement pessimistes, en particulier un angle de frottement de 10° associé à une cohésion de 10 kPa dans les argiles plastiques, et d'autre part en imposant, outre un grand nombre de calculs justificatifs, un suivi très strict lors de l'exécution des travaux, à savoir :

- ◆ un relevé systématique de la stratigraphie des terrains lors de l'exécution des fondations, pouvant conduire à des calculs complémentaires en cours de travaux ;
- ◆ l'application de la méthode observationnelle lors de l'ouverture de la fouille.

■ LA SOLUTION VARIANTE MISE EN ŒUVRE

En substitution à la solution de base, prévoyant la réalisation du soutènement amont à l'aide d'une paroi "moscovite" intégrée à la structure définitive et reportant en phase de service des efforts de poussée de l'ordre de 500 kN/m sur les pieux de fondation par l'intermédiaire d'une structure conséquente, Intrafor a proposé une solution permettant d'alléger considérablement la structure et le système de fondation du bâtiment, en rendant le soutènement amont autostable en phase de service (figure 2).

Celui-ci est constitué par des éléments de paroi moulée disjoints, de 80 cm d'épaisseur et 6,20 m de longueur, stabilisés en phase de travaux par un à deux lits de tirants précontraints, et en phase de service par des contreforts en paroi moulée (épaisseur 52 cm, longueur 6 à 10 m) exécutés depuis le fond de fouille, la transmission, après détente des tirants, des efforts de poussée de la paroi amont aux contreforts, distants de 60 cm, étant assurée par le radier du bâtiment, la paroi travaillant alors en cantilever au-dessus du niveau du radier. Un drainage à l'aide de drains subhorizontaux, d'Enkadrain en arrière du béton projeté réalisé entre éléments de paroi, et d'un système connecté de barbacanes complète le dispositif de soutènement. Afin de limiter la hauteur de la console à 6,50 m environ, ainsi que pour des raisons d'exécution dans des conditions difficiles, un prétrassement

à l'abri d'un talus cloué définitif a été réalisé dans la zone la plus escarpée (figure 4).

L'ossature du bâtiment est alors entièrement dissociée du soutènement, un contre-voile porteur étant réalisé à 80 cm environ de la paroi. L'ouvrage est fondé, sur les contreforts au voisinage de la paroi, et sur un système de pieux de 60 cm de diamètre, ancrés aux marnes de Meudon, par-tout ailleurs.

■ CALCULS ET DIMENSIONNEMENT

Un ensemble de calculs assez conséquent a été réalisé, particulièrement sur la coupe 1, la plus sensible du projet :

- ◆ calculs classiques de soutènement en élasto-plasticité, mais avec prise en compte de plusieurs schématisations du talus surmontant le soutènement, et étude paramétrique ;
- ◆ calculs de stabilité générale à tous les stades de réalisation du projet ;
- ◆ calculs des contreforts sous effort horizontal au niveau du radier, à l'aide du programme CAISSON développé par Roland Stenne (direction scientifique Intrafor) ;
- ◆ calculs aux éléments finis à l'aide du programme PLAXIS, permettant l'évaluation des déformations induites en arrière du soutènement (figure 3). Cet ensemble a permis de finaliser le dimensionnement, dont on donne ci-après les éléments les plus remarquables (figure 4) :
- ◆ nécessité de ficher la paroi amont et les contreforts dans les marnes de Meudon pour des considérations de stabilité générale ;
- ◆ nécessité d'ancrer le second lit de tirants dans la même formation ;
- ◆ induction sur les contreforts d'efforts horizontaux allant jusqu'à 3 800 kN, induisant des moments de 14 600 kNm et un déplacement en tête de 5 à 6 mm ;
- ◆ déformations de la paroi tirantée inférieures à 10 mm en phase de travaux. Déformation en tête de la paroi travaillant en console, de l'ordre de 40 mm après détente des tirants et de 65 mm après fluage à long terme. A noter la corrélation remarquable des résultats obtenus par RIDO et PLAXIS au niveau des déformations.

■ LA RÉALISATION, SES DIFFICULTÉS

L'exiguïté du site et son escarpement (photo 1), la nature des terrains, leur hétérogénéité et les circulations d'eau, les contraintes liées au planning et le chevauchement des tâches, la sensibilité du site et la nécessité d'appliquer strictement la méthode observationnelle, ont constitué les prin-

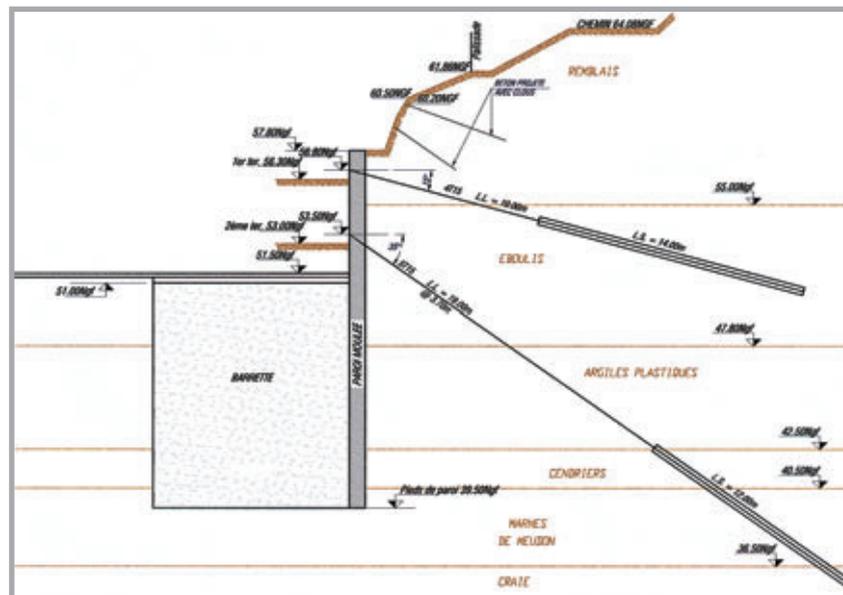


Figure 4
Coupe 1
Section 1



Photo 1
La paroi terrassée
au voisinage
du gymnase ;
en arrière le talus
cloué

*The terraced wall
near the gymnasium ;
in background,
the nailed slope*

cipales difficultés de réalisation du chantier. Tout d'abord la réalisation des parois moulées sur ce site escarpé a posé des problèmes de plate-forme, de rampes d'accès et de phasage de réalisation très aigus. Par ailleurs la nature des terrains, éboulis calcaires contenant des blocs, argiles plastiques gonflantes provoquant un resserrage des forages des tirants du deuxième lit, et occasionnant par ailleurs des difficultés au niveau des terrassements et des plates-formes intermédiaires, ainsi que la présence de circulations d'eau très difficiles à capter, ont constitué les problèmes géotechniques spécifiques de réalisation, dont le chantier a su gérer la difficulté au prix d'efforts tout à fait remarquables. A noter l'exécution des contreforts de

Photo 2
Contreforts
de 10 m de long
réalisés d'un seul
tenant

*Buttresses 10 m long
built in a single run*



► 10 m de longueur d'un seul tenant avec cage monolithique (photo 2), qui a permis d'économiser un temps précieux.

Les contraintes de planning (nécessité d'achèvement des travaux tous corps d'état pour la rentrée scolaire 2001) avec un démarrage quasi simultané des études et des travaux au début de l'été 2000, ont conduit à travailler en "flux tendu", une

étroite collaboration entre le bureau d'études Intrafor, le chantier et la maîtrise d'œuvre étant alors plus que nécessaire.

■ LA MÉTHODE OBSERVATIONNELLE

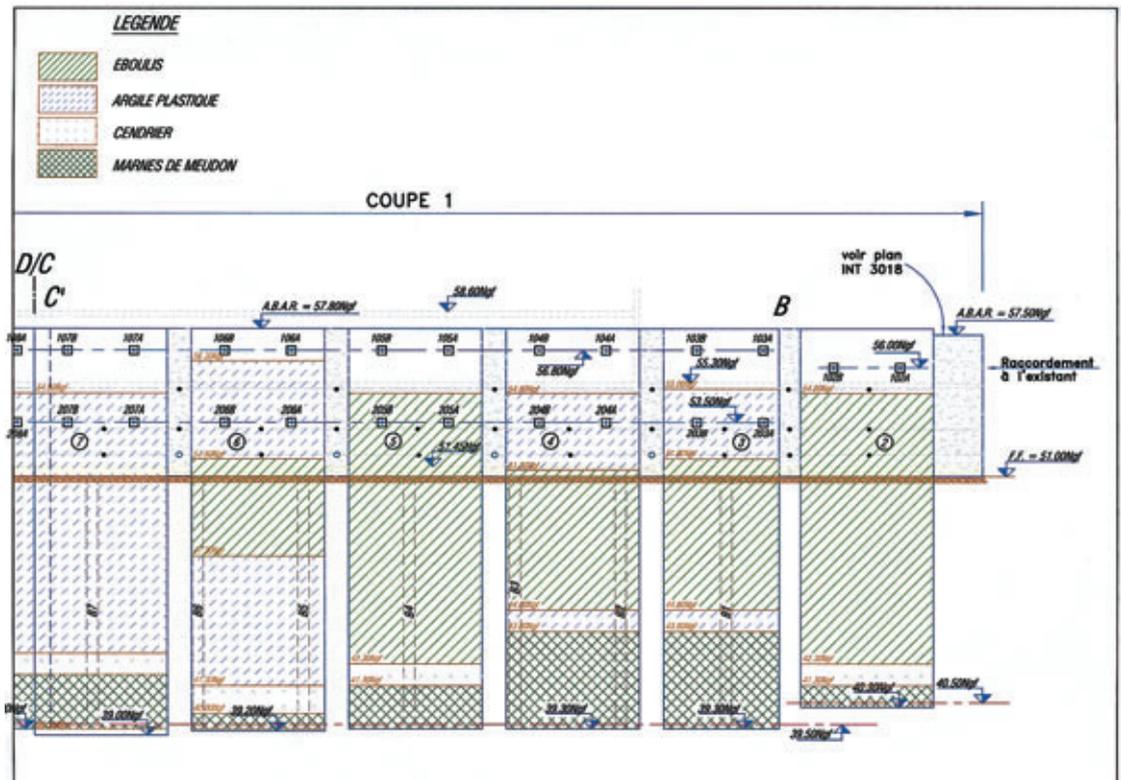
Comme on le sait la méthode observationnelle est une méthode de prévention des risques, qui consiste à vérifier que les terrains rencontrés, la nappe, les efforts et les déformations mesurées lors de la réalisation du chantier sont conformes aux prévisions du calcul, et à prévoir, en cas d'anomalie ou de dépassement, les mesures conservatoires à mettre en œuvre.

Pour son application au présent projet, un relevé systématique de la géologie rencontrée sur chaque panneau perforé a été imposé. Par ailleurs, trois profils correspondant aux trois coupes de calcul ont été instrumentés au moyen d'inclinomètres avec ancrage profond dans la craie, et de cellules Glötzl de mesure des tensions dans les tirants. Le dispositif a été complété par un ensemble d'équerres de visée optique réparties en tête de paroi, ainsi qu'en arrière au niveau d'une allée du parc H. Barbusse. Des piézomètres en arrière de la paroi ont été également installés.

Pour chaque étape de réalisation une (ou plusieurs) mesures étagées dans le temps ont été programmées, avec pour chacune, la définition d'un seuil d'alerte et d'un seuil d'intervention. Ceux-ci correspondaient respectivement à 100 % et 150 % de

Figure 5
La coupe géologique
relevée

The surveyed
geological section



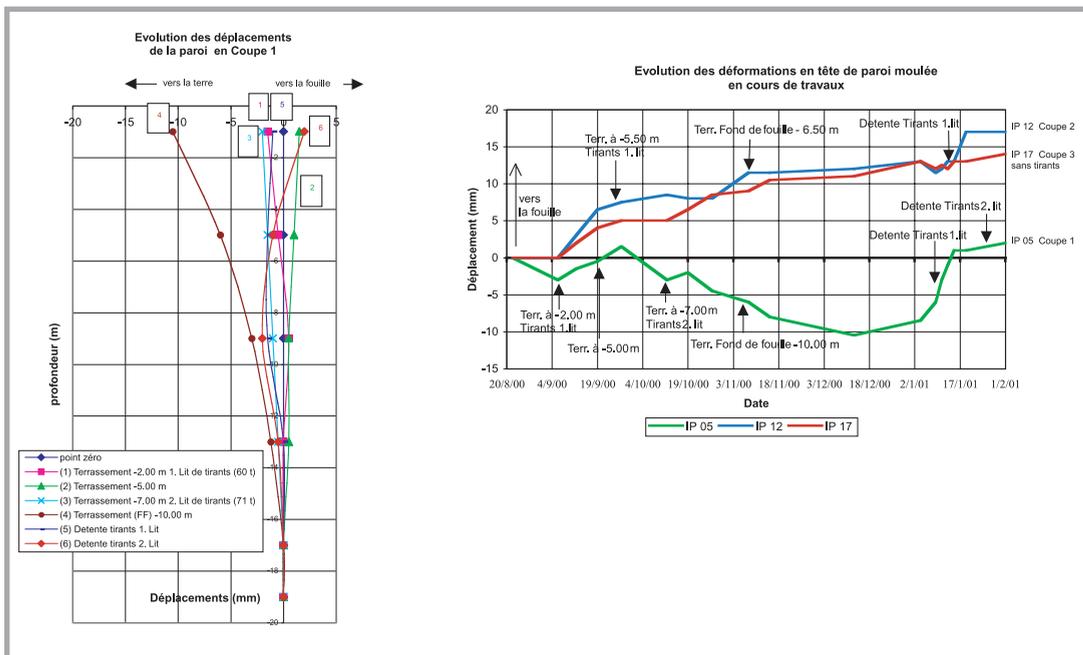


Figure 6
Déformations en tête de paroi en cours de travaux et déformées de la paroi en coupe 1
Deformations on wall head during works and deformation curves of wall in section 1

la valeur calculée, en ce qui concerne les déformations, et à 100 % et 115 % de la valeur calculée, en ce qui concerne les tensions dans les tirants. Les mesures conservatoires prévues consistaient :

- ◆ en cas d'alerte à multiplier les mesures pour vérifier leur évolution dans le temps, à effectuer les calculs complémentaires qui s'imposeraient, et à préparer les moyens à mettre en œuvre le cas échéant;
- ◆ en cas d'intervention à phaser les terrassements, renforcer les lits de tirants, et mettre en place des bracons.

Les relevés géologiques ont fait l'objet de plans de récolement (figure 5), qui ont mis en évidence l'extrême hétérogénéité des terrains, des variations métriques du niveau des couches entre des panneaux contigus, et parfois même des inversions de couches, témoignant des bouleversements qui se sont produits à l'échelle géologique, ce dont la campagne de sol initiale ponctuelle n'avait pu rendre compte qu'imparfaitement.

Le suivi s'est déroulé conformément aux spécifications définies, les mesures inclinométriques étant réalisées par Sol-Essais. Au total dix-huit mesures inclinométriques ont été réalisées à ce jour, alors que les derniers tirants ont été détendus fin janvier 2001.

Ni les mesures faites en cours d'excavation, ni celles réalisées après détente des tirants n'ont atteint les seuils fixés, et le chantier s'est déroulé sans point d'arrêt notable, autre que celui dû aux difficultés de rabattre la nappe à l'aide des pointes filtrantes.

On lira sur la figure 6 les déformations en tête relevées pour les trois profils instrumentés, et les principales mesures inclinométriques relevées sur le profil n°1. On constate pour celui-ci que les déformations sont relativement éloignées de celles

attendues (5 mm vers la fouille en phase de travaux, 48 mm après détente des tirants), mais vont dans le sens de la sécurité. On a en effet obtenu un déplacement relativement élevé vers la terre durant les phases de travaux, vraisemblablement dû à une surtension des tirants résultant d'hypothèses trop pessimistes, puis lors de la détente des tirants un "retour de balancier" de l'ordre de 15 mm seulement, qui pourrait s'expliquer en partie par une rigidité des contreforts beaucoup plus élevée que prévu. Une évolution à long terme (fluage du béton et des terrains) est bien sûr à prévoir.

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maitre d'ouvrage

SEMARI - S.A. d'Economie mixte d'aménagement et de rénovation de la ville d'Issy-les-Moulineaux

Maitre d'œuvre

Atrium Studio

Entreprise générale

Bouygues O.F.

Co-traitant Fondations Spéciales

Intrafor

Géotechnicien

Sol-Essais

Bureau de contrôle

Socotec

Bureau d'études

Projetud



■ EN GUISE DE CONCLUSION

Du contexte très difficile de ce chantier, tant du point de vue technique (dimensionnement et réalisation) que du point de vue contractuel, on peut retirer beaucoup d'enseignements.

D'une part les travaux dans le sol sont des travaux à risques, et les données géotechniques initiales, pour précieuses qu'elles soient, peuvent dans un site aussi sensible que celui du chantier Anatole France, ne pas suffire à mener à bien une opération. Par une étroite collaboration entre le chantier et les études, et un contrôle continu, dans le cadre de la méthode observationnelle, de l'adéquation de la réalité aux prévisions, les risques peuvent être maîtrisés.

D'autre part, et en contre partie cela a un coût à la fois en temps, en études et en matière de planning, qu'il ne faut pas sous-estimer, mais qui n'est pas toujours apprécié à sa juste valeur. L'assurance ne paraît chère qu'avant l'accident !

LES PRINCIPALES QUANTITÉS

- Parois moulées de soutènement : 1980 m²
- Contreforts en paroi moulée : 1630 m²
- Tirants : 38 unités de 650 à 900 kN (longueurs 22 à 36 m)
- Béton projeté : 300 m²
- Clous : 63 unités
- Drains : 13 unités de 15 m
- Pieux de fondation : 48 unités Ø 600

ABSTRACT

A self-stable wall on a hillside to protect the Anatole France school in Issy-les-Moulineaux

Fr. Pigneron, K. Dombernowsky

The article reviews the difficulties encountered in the design and construction of a retaining wall for the Clamart hillside in Issy-Les-Moulineaux, within a difficult and sensitive geological context. It illustrates the coordination required between the worksite and the design office and the advantage of applying the observational method.

RESUMEN ESPAÑOL

Una pared autoestable a media ladera con destino a la construcción del grupo escolar Anatole France, en Issy-les-Moulineaux (Francia)

Fr. Pigneron y K. Dombernowsky

En este artículo se presentan las dificultades con que se ha tropezado para el establecimiento del concepto y la ejecución de la contención de una zanja excavada a media ladera de la colina de Clamart, en Issy-les-Moulineaux, localidad de las inmediaciones de París, en un contexto difícil y sensible. Se hace resaltar la obligada coordinación entre las obras y la oficina de estudios técnicos, así como el interés que presenta la aplicación del método de observación directa.

Soutènement par pieux sécants

Réalisation de fosses d'empilage à Belfort

La société Franki Fondation a réalisé un soutènement de plus de 10 m de hauteur en pieux sécants pour l'exécution de deux fosses d'empilage sur le site de l'usine Alstom à Belfort.

Le maître d'œuvre recherchait une technique qui permettait :

- d'obtenir un blindage étanche des fouilles;
- de réaliser un ancrage de 7 m dans les marnes compactes sans vibration;
- de mettre en œuvre du matériel capable d'évoluer sous une hauteur limitée de 17,50 m avec des émissions sonores réduites, dans un encombrement de chantier limité pour l'activité de l'usine.

Pour chaque fosse, les 56 pieux d'une profondeur de 14 m ont été réalisés en quatre semaines. Les résultats, d'excellentes qualité aussi bien au niveau de l'étanchéité que de l'alignement des pieux, ont permis à l'entreprise générale d'exécuter les travaux de génie civil dans les meilleures conditions et de respecter le délai global de deux mois et demi pour livrer chaque ouvrage.

Comme le montre ce chantier, la nature des projets de génie civil en milieu industriel, associé aux contraintes d'exécution, nécessite parfois le recours à des techniques très particulières, qui mettent à l'épreuve les compétences techniques et les moyens des entreprises. Le programme de restructuration du bâtiment 32 A de l'usine Alstom à Belfort, dirigé par SFME (ex service architecture d'Alstom) comprenait la réalisation de deux fosses d'empilage.

Les caractéristiques principales des ouvrages sont les suivantes (figure 1) :

- ◆ dimensions intérieures environ 4 m de côté;
- ◆ profondeur dessus radier 9,20 m;
- ◆ radier épaisseur 1,30 m traversé par un puits étanche diamètre 1 000 mm de 4 m de profondeur destiné à recevoir l'axe du *process* d'empilage;
- ◆ structure latérale constituée d'un voile béton d'étanchéité épaisse de 0,43 m recouverte d'un film d'étanchéité, et d'un voile béton armé d'épaisseur 0,45 m assurant la stabilité définitive de l'ouvrage.

LES PRINCIPALES QUANTITÉS

Par fosses :

- 56 pieux, diamètre 60, longueur 14 ml
- Linéaire total : 784 m
- Volume total de béton : 250 m³
- Poids total armatures : 16 500 kg

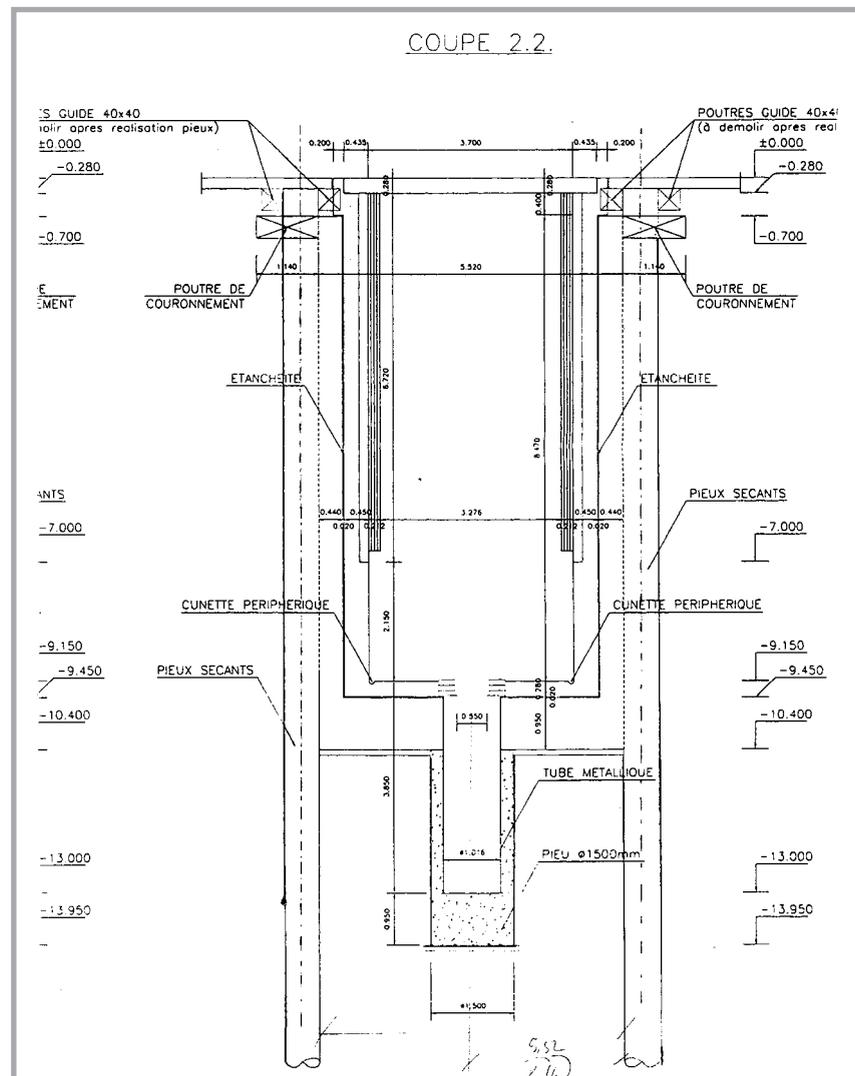
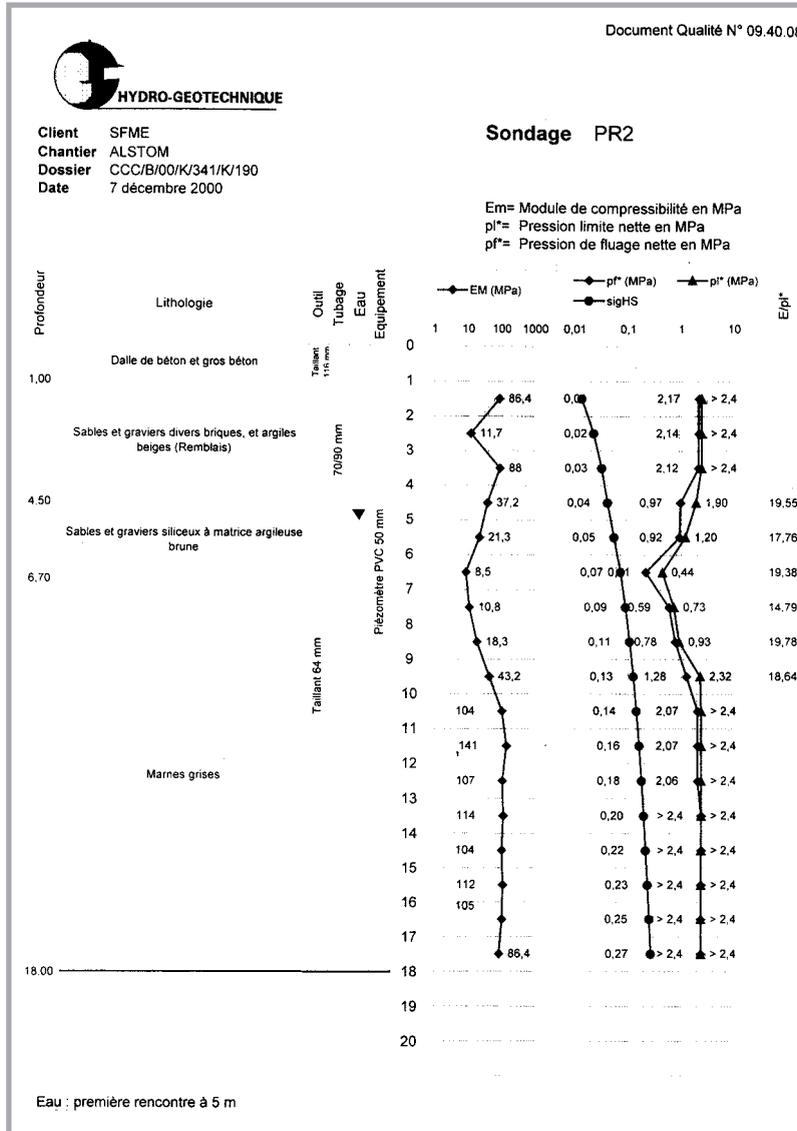


Figure 1
Coupe
Section

Figure 2
Sondage
pressiométrique
Pressiometric
measurements



■ GÉOLOGIE DU SITE (figure 2)

L'étude de sol réalisée par Hydrogéo a révélé la coupe géologique suivante :

- ◆ de 0 à 4,50 m : dalles, remblais ou béton de fondation ;
- ◆ de 4,50 à 6,70 m : sables et graviers argileux ;
- ◆ à partir de 6,70 m : marnes grisées très compactes à partir de 10 m ;
- ◆ eau à 4,50 m.

■ CHOIX DE LA TECHNIQUE DE SOUTÈNEMENT

En raison de la profondeur des ouvrages, de la présence d'une nappe et de la proximité de structures existantes, les travaux de terrassement ne pouvaient être envisagés autrement qu'à l'abri d'un blindage étanche.

Outre ces contraintes, l'activité dans le bâtiment 32 A était maintenue pendant les travaux, avec des bureaux situés à moins de deux mètres des fosses à créer. Il était donc indispensable de proposer une technique :

- ◆ limitant l'emprise et souillure du chantier ;
 - ◆ sans nuisances sonores ;
 - ◆ sans vibrations (battage ou trépannage exclus) ;
 - ◆ permettant de justifier un soutènement de 10 m de hauteur ;
 - ◆ nécessitant un matériel capable de travailler sous une hauteur limitée de 17,5 m.
- Dans ces conditions, le maître d'œuvre SFME a retenu la technique des pieux sécants.

■ RAPPEL DE LA TECHNIQUE

Il s'agit de réaliser un voile étanche à partir de pieux sécants sur une épaisseur de 5 cm. Dans le cas de ce chantier, pour un diamètre de forage de 0,61 m, l'entraxe des pieux est de 0,51 m, soit un nombre total de 56 pieux répartis sur le périmètre extérieur de l'ouvrage (figure 3).

On procède par l'exécution en alternance de pieux primaires, généralement non armés, entre lesquels un pieu secondaire armé est foré 24 heures (maximum 48 heures) après le séchage du béton. Les principales difficultés demeurent dans l'exécution d'un pieu parfaitement vertical notamment pendant le forage du béton des pieux primaires. La technique pieux forés tubés à l'aide d'une foreuse hydraulique de conception récente Soilmec R 312 a donc été mise en œuvre : kelly guidé, table de rotation avec entraîneur de tube, moteur insonorisé suivant normes CEE. La colonne de tube, diamètre 61 cm, était constituée d'éléments de 3 à 4 m assemblés par clavetage suivant le système Casagrande.

Pour permettre le forage du béton des pieux pri-

Foreuse en station.
On peut juger de l'encombrement réduit du chantier
Drilling unit in place.
The small size of the worksite can be seen



maires et la pénétration dans les marnes compactes, les trousses ont été équipées de dents carbure.

La réalisation d'une murette guidée en tête demeure néanmoins indispensable pour assurer le calage du tubage au moment de l'amorce du forage.

DESCRIPTION DES TRAVAUX RÉALISÉS

Les études de soutènement menées par Franki Foundation ont déterminé pour des pieux diamètre 61 une fiche de 14 m, soit 4 m dans les marnes compactes, avec une armature constituée de six filants HA 32 pour les pieux secondaires.

La stabilité en phase terrassement est assurée par une poutre béton armée en tête section : 0,40 m x 1,10 m et deux niveaux de béton en profilés HEM 300 et 340 à respectivement 3 et 7 m de profondeur.

ORGANISATION DU CHANTIER

Deux postes de forage ont été mis en place sur l'atelier de forage. Cette organisation laissait plus de latitude pour reprendre le forage entre deux pieux primaires avant que le béton ait plus de 24 heures de séchage.

Par contre, chaque fin de semaine, il est nécessaire de réaliser l'empreinte du pieu secondaire sur le pieu primaire d'extrémité, le forage étant remblayé en sable en attente de la reprise des travaux la semaine suivante.

Les cinquante-six pieux de 14 m pour chaque ouvrage ont été réalisés aussi en moins de quatre semaines.

EXÉCUTION DU PUIS CENTRAL

La mise en place du fourreau définitif nécessitait le forage d'un puits diamètre 1 500 à 4,50 m de profondeur sous le niveau du radier. Franki Foundation a proposé de réaliser ce travail après terrassement de la fosse, juste avant la pose du film d'étanchéité, en procédant par havage (méthode benne - trépan) d'un tube diamètre 1 500 mm dont la base reposait dans une réservation laissée dans le radier, et maintenu en tête par un cadre en profilés métalliques.

Une fois la cote atteinte, le tube a été recépé au niveau du radier, la partie havée abandonnée servant de blindage pour permettre à l'entreprise de gros œuvre de sceller le fourreau définitif dans les meilleures conditions.

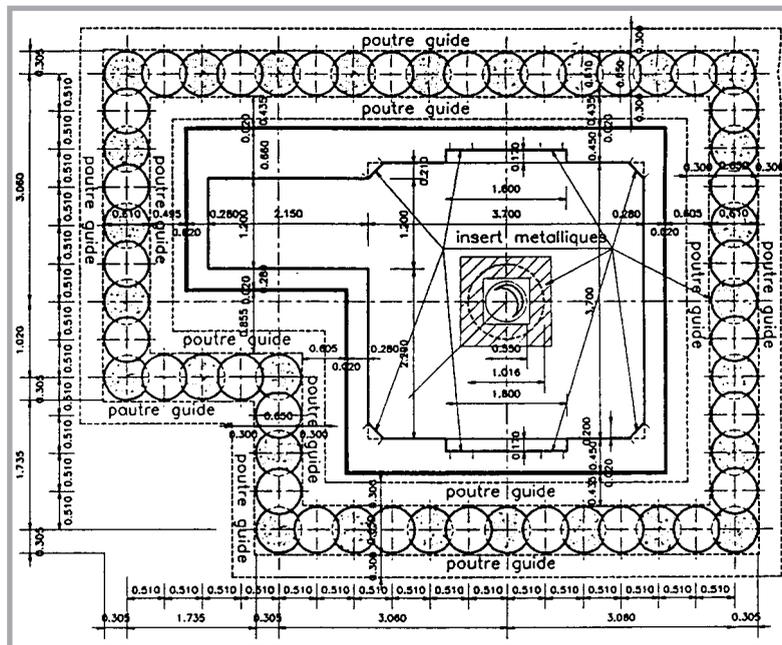


Figure 3
Implantation des pieux
Pile location



Trousse de la colonne de tube
Casing string

PLANNING DE TRAVAUX

Le délai global contractuel de l'entreprise générale pour livrer une fosse était de deux mois et demi décomposés de la façon suivante :

- ◆ préparation de plate-forme, purges et démolition des anciennes maçonneries, confection des murettes guides : une semaine ;
- ◆ exécution des pieux sécants : quatre semaines, deux postes de forage ;
- ◆ terrassement : trois jours, trois postes ;
- ◆ coffrage et bétonnage voile d'étanchéité : une semaine, deux postes ;
- ◆ réalisation du puits central et scellement de fourreau définitif : deux jours ;
- ◆ pose du film d'étanchéité : quatre jours ;
- ◆ bétonnage du radier et voiles intérieurs, pose des inserts : une semaine, trois postes.

CONCLUSION

Le choix technique du maître d'œuvre pour la réalisation de ce soutènement répondait parfaitement au contexte.



Fonçage du tubage
Driving the casing



Vue du soutènement en pieux sécants après terrassement et bétonnage

View of secant pile retaining structure after earthworks and concrete pavement

► L'entreprise a pu mettre en œuvre du matériel réduisant les nuisances sonores, souillures de chantier et capable d'évoluer dans le bâtiment dont la hauteur sous ferme était limitée à 17,5 m. Les terrassements ont révélé une enceinte respectant bien les dimensions de la structure définitive et parfaitement étanche, ce qui a permis à l'entreprise de génie civil, dont les performances sont à souligner, de livrer les ouvrages dans les délais.

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maitre d'ouvrage

GE Energy Product France SNC

Maitre d'œuvre

Société de Facilitées Management de l'Est

Entreprise générale

GTFC (agence de Valdoie)

Bureau d'études BA

Bureau d'études J.-P. Adam

Soutènement pieux sécants

Franki Fondation

ABSTRACT

Retaining structure using secant piles. Construction of stacking pits in Belfort

J.-Ph. Puffeney

The company Franki Fondation built a retaining structure more than 10 m high using secant piles for the setup of two stacking pits on the site of the Alstom factory in Belfort.

The contractor was looking for a technique allowing :

- waterproof cladding of excavations ;
- anchoring of 7 m in compact marls without vibration ;
- the use of equipment capable of working within a limited height (17.50 m) with reduced acoustic emissions, within an area limited by the factory's activity.

For each pit, the 56 piles 14 m deep were completed in four weeks. The results, of excellent quality in terms of waterproofing as well as pile alignment, enabled the contractor to complete the civil engineering work efficiently and to comply with the general deadline of two and a half months for the delivery of each structure.

RESUMEN ESPAÑOL

Contención por pilotes secantes. Ejecución de los fosos de apilamiento en Belfort (Francia)

J.-Ph. Puffeney

La empresa constructora Franki Fondation ha ejecutado una contención del terreno de más de 10 m de altura, por medio de pilotes secantes para la ejecución de dos fosos de apilamiento en el emplazamiento de la planta de Alstom, en Belfort.

El director del proyecto ha tratado de encontrar una técnica capaz de permitir :

- obtener un blindaje impermeable de las excavaciones ;
- ejecutar un anclaje de 7 m en las margas compactas, sin vibración ;
- implementar un equipo mecánico capaz de desplazarse bajo una altura limitada de 17,50 m y ello con emisiones sonoras reducidas, y en un entorno de trabajo limitado por la propia actividad de la planta.

Para cada foso, los 56 pilotes de 14 m de profundidad, se han ejecutado en

cuatro semanas. Los resultados, de excelente calidad, tanto por lo que respecta a la impermeabilidad como a la alineación de los pilotes han permitido a la empresa constructora ejecutar las obras de ingeniería civil en las mejores condiciones, y siempre respetando el plazo global de dos meses y medio para la entrega de cada estructura.

Travaux de réalisation d'une galerie visitable de diamètre \varnothing 3 m : LIRE secteur sud

Les puits circulaires en parois moulées de grande profondeur sont souvent utilisés pour les chantiers de tunnels. Bien souvent, en site urbain des contraintes d'encombrement obligent le concepteur et l'entreprise à redoubler d'imagination pour inscrire l'ouvrage sans modifier la stabilité des mitoyens.

Le puits P9 du projet LIRE Sud, rue Lucotte à Paris (XV^e) est un bon exemple qui fait appel à plusieurs techniques totalement imbriquées :

- paroi moulée ;
- traitement de terrain ;
- berlinoise.

La maîtrise des tolérances de verticalité des éléments de parois amène les entreprises à mettre en œuvre des matériels de forage toujours plus performants.

Dans le cadre du projet LIRE secteur sud, la Sagep a projeté l'exécution d'une galerie visitable de 3 m de diamètre entre la rue du général Lucotte (Paris XV^e) et la place de la Porte d'Auteuil (Paris XVI^e).

Les travaux confiés à Sefi comprennent l'exécution d'un puits de 32 m de profondeur, en paroi moulée, de diamètre moyen 10,50 m et d'épaisseur 1,20 m.

Ce puits dénommé "puits de travail" permettra la descente du tunnelier nécessaire au creusement de la galerie et l'évacuation du marinage. En service, le puits permettra l'accès à la galerie pour la maintenance et les visites de sécurité.

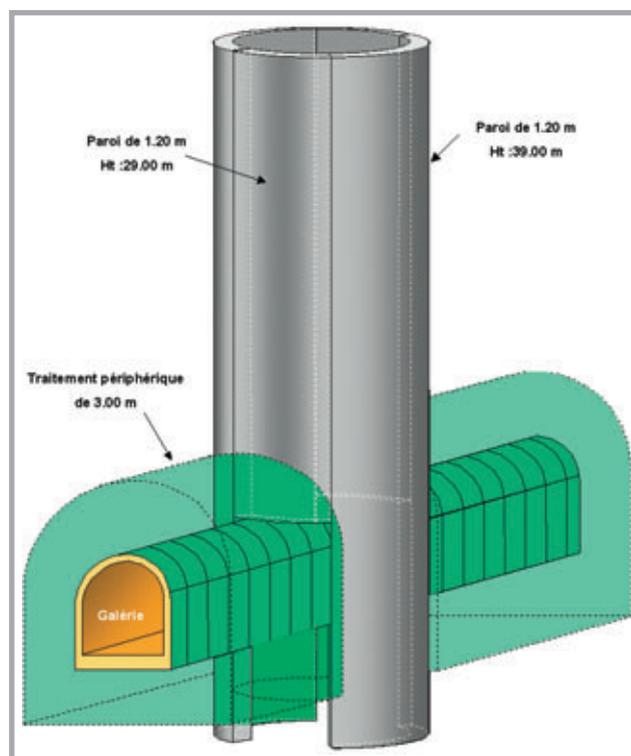
■ CONTEXTE GÉOLOGIQUE

L'ouvrage se situe à proximité immédiate de la sortie du périphérique "Pont de Sèvres". Les terrains rencontrés appartiennent à la plaine alluviale de la Seine en amont d'Issy-les-Moulineaux.

Les sondages réalisés ont permis de mettre en évidence les couches suivantes :

- ◆ remblais sur 8 m environ ;
- ◆ alluvions modernes sur 6,50 m d'épaisseur composées de limons à passées sableuses ;
- ◆ alluvions anciennes de Seine sur 4,60 m d'épaisseur constituées de sables et graviers ;
- ◆ substratum crayeux : la craie rencontrée à partir de 19 m de profondeur est assez classique dans sa configuration.

On rencontre successivement une craie marneuse, pâteuse devenant fracturée à partir de 26 m de profondeur, puis plus compacte et résistante à partir de 29 m de profondeur.



Elévation des rameaux de galerie et du puits de travail

Elevation of gallery branches and work shaft



Excavation de la paroi dans l'emprise réduite du chantier

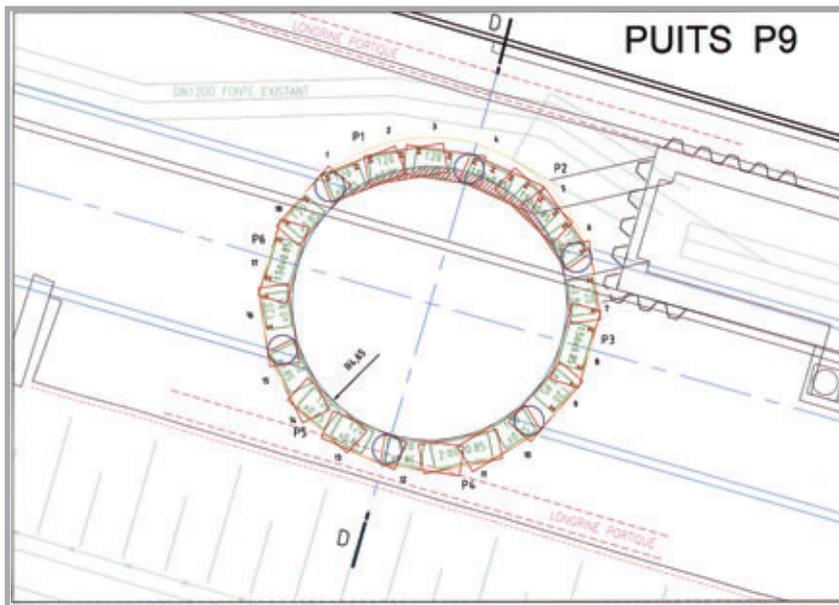
Wall excavation within the reduced limits of the site

Dalette
de répartition
des efforts
de poussée
des palplanches

Sheetpile
thrust distribution
slab



Plan
de panneautage
Panel plan



Emprise
de chantier
Site limits



LES PRINCIPALES QUANTITÉS

- Excavation : 1170 m²
- Epaisseur : 1,20 m
- Armatures : 100 000 kg
- **Marché** : 9 millions de francs
- **Durée** : 4 mois



La perméabilité moyenne est de l'ordre de 10⁻⁴ m/s, avec des valeurs plus fortes dans la craie sous alluviale.

■ ADAPTATION DU PROJET AU SITE

Le projet prévoyait la réalisation d'un puits entre 9 m et 32 m de profondeur par une technique "palplanches + contre-voile béton".

Le groupement d'entreprises en collaboration étroite avec Sefi a proposé une solution paroi moulée réalisée depuis le terrain naturel.

■ CONTRAINTES DU SITE

L'ouvrage est situé en contrebas du périphérique, rue Lucotte, séparée de la bretelle de sortie par un rideau en palplanches de 9 m de haut.

Il s'inscrit d'une part contre une canalisation Saged Ø 1 200 mm sous pression et contre un parking enterré du ministère de la Marine.

La dalle de couverture du puits devait être arasée à 2 m de profondeur.

■ RAMEAU D'ATTAQUE DU TUNNELIER

Le rameau d'attaque est un ouvrage de 5,30 m d'ouverture qui traverse de part en part le puits en paroi. Dans un souci d'optimisation du coût de l'ouvrage paroi, il a été proposé un puits "court" arrêté sur la génératrice supérieure de la future galerie d'attaque (profondeur 29 m) complété par deux jambes de pantalon de part et d'autre de la galerie descendues à 39 m de profondeur.

■ PROBLÈME DE L'EAU

Les travaux de creusement des galeries avant et galerie de recul étaient prévus de façon traditionnelle. Ces travaux ont nécessité la réalisation d'un traitement de terrain en périmétrie des ouvrages sur 3 m d'épaisseur avec deux bouchons frontaux. Enfin, un bouchon de fond de puits a été réalisé, bouchon raccordé sur les traitements de galerie.

■ RECONNAISSANCES COMPLÉMENTAIRES

Dans un souci d'optimisation des quantités d'injection dans la craie, le conseil technique du client, Terrasol a fait réaliser une campagne complémentaire comportant des sondages carottés et des échantillonnages d'éprouvettes.

■ CALCULS DE STRUCTURE

Le calcul d'un puits circulaire classique en paroi moulée ne pose pas de problèmes particuliers. Dans le cas de ce chantier, il n'en a pas été de même.

La proximité de la galerie Sagep Ø 1200 a nécessité un léger aplatissement du projet d'où la vérification de l'ovalisation du puits.

Parallèlement, la dissymétrie des charges transversales entre le talus routier calé à 36,95 et le sous-sol du parking à 30,60 m a nécessité plusieurs calculs complémentaires.

Le panneautage du puits a été adapté pour tenir compte des panneaux dont les arases inférieures étaient différentes.

■ PROBLÈME DU RIDEAU DE PALPLANCHES

Le creusement du puits au droit du rideau de palplanches faisait disparaître momentanément la butée de pied du rideau qui fonctionnait en console. Plusieurs techniques de confortement ont été étudiées et notamment une reprise par ancrages mais qui n'était pas complètement satisfaisante et économiquement coûteuse.

L'entreprise s'est orientée vers un mode de transmission des efforts de butée originale.

La murette guide au droit des palplanches a été "épaissie"; les efforts de butée du rideau à reprendre (environ 150 tonnes) ont été transmis sur les deux panneaux primaires perpendiculaires aux palplanches par l'intermédiaire d'une dalle de répartition.

■ PROBLÈME DE L'ARASE BASSE DE LA PAROI (côté parking et conduite Ø 800)

Le groupement d'entreprises ne souhaitait pas démolir la paroi au-dessus de la dalle définitive soit 2,50 m de haut.

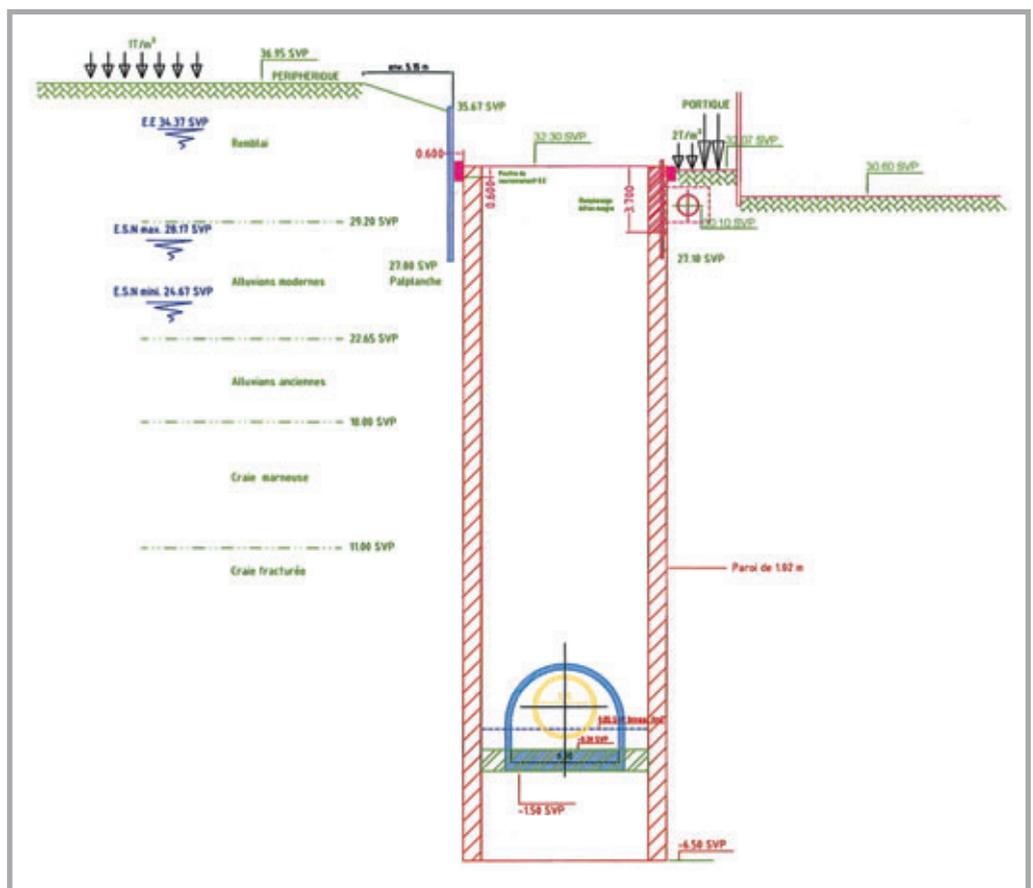
L'entreprise a proposé de couler les panneaux concernés en arase basse et de prolonger la paroi avec des fers berlinois; ces derniers ont été ancrés en tête à la murette extérieure circulaire.

■ RÉALISATION DES TRAVAUX

Compte tenu de la profondeur des panneaux (39 m) et des exigences contractuelles de verticalité, l'entreprise a mis en œuvre un atelier d'excavation équipé d'une benne hydraulique "active". Le système breveté permet à l'opérateur en cabine de visualiser "en temps réel" la position de sa benne dans



Coffrage murettes guide
Guide wall shuttering



Vue en coupe
Sectional view

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maitre d'ouvrage

Sagep

Maitre d'œuvre

Sagep

Entreprises générales

Groupement DG Construction - Chagnaud

Entreprises sous-traitantes pour fondations profondes

Sefi - Sotraisol

► trois directions par rapport à la position idéale. L'opérateur peut corriger l'inclinaison de sa benne à l'aide de guides mobiles commandés par vérins et prenant appui sur le terrain.

■ MODE DE RÉALISATION DES JOINTS

Le site très exigu ne permettait pas la mise en place aisée de palplanches de grande longueur. L'entreprise a utilisé des tubes joints.

Excavation
Excavation



■ CAGES D'ARMATURES ET BÉTONNAGE

Les cages d'armatures de 39 m ont été transportées par longueur de 16 m et assemblées directement à la mise en place au moyen d'une grue de manutention à flèche treillis de grande hauteur.

■ FABRICATION DE BOUE - DESSABLAGE

Une unité de fabrication de boue automatisée de type Domine avec unité de traitement Caviem pour dessablage ont été installées dans un angle du chantier. La boue était stockée dans plusieurs silos de 50 tonnes.

■ CONCLUSION

Ce chantier a été l'occasion de montrer la capacité d'adaptation de Sefi aux contraintes du projet et du site pour livrer un ouvrage qui a donné toute satisfaction.

ABSTRACT

Work on an inspectable gallery of 3 m diameter : the LIRE South Sector project

M. Roche

Deep circular shafts made up of diaphragm walls are often used in tunnel construction. The limited working room in urban sites very often requires the designer and the contractor to show great imagination in the incorporation of the structure without modifying the stability of surrounding elements.

Shaft P9 of the LIRE South project on Rue Lucotte in Paris (XV arrondissement) is a good example using several totally interleaved techniques :

- diaphragm wall;
- soil treatment;
- soldier walls.

Vertical tolerance requirements for wall elements call for the use of drilling equipment of increasingly higher performance.

RESUMEN ESPAÑOL

Obras de ejecución de una galería transitible de 3 m de diámetro : LIRE sector sur

M. Roche

Los pozos circulares formados por pantallas continuas de gran profundidad se utilizan con frecuencia para la ejecución de túneles. Ocurre que, con suma frecuencia, existen limitaciones de espacio que obligan al proyectista de la empresa a dar sendas pruebas de imaginación para incorporar la estructura sin por ello alterar la estabilidad de los muros de estribo.

El pozo P9 del proyecto LIRE Sur, rue Lucotte, del XV distrito de París, constituye un buen ejemplo que precisa aplicar varias técnicas totalmente imbricadas, o sea :

- pantallas continuas;
- tratamiento del terreno;
- muros berlineses.

El control de las tolerancias de verticalidad de los elementos de las paredes conduce a las empresas a implementar equipos de perforación cada vez de mayores prestaciones.

Le procédé Mygal : blindage métallique pour puits

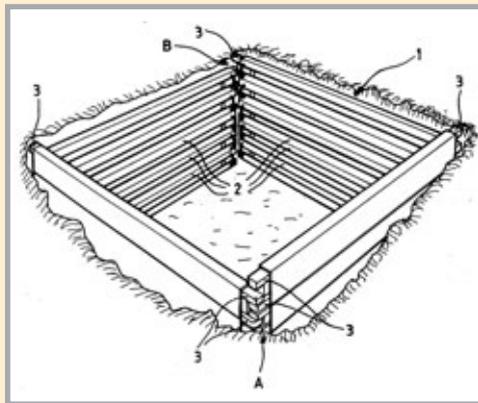
Les puits de reprise en sous-œuvre sont actuellement réalisés par des mineurs puisatiers et le plus fréquemment blindés à l'aide de planches en bois et de rondins. L'ensemble des opérations effectuées manuellement exige du personnel spécialisé, personnel devenu rare du fait de la réduction d'activité dans ce secteur et de la pénibilité des tâches. Par ailleurs, la sécurité n'est assurée que de façon très insatisfaisante : le bois est un matériau hétérogène pouvant présenter des faiblesses, et aucune disposition sérieuse ne peut être prise pour assurer un accès sans risque au fond du puits. Enfin, ce matériel non standardisé et artisanal ne permet pas d'optimiser les conditions de production des chantiers.

■ CONTENU

Une nouvelle technique de blindage de puits baptisée Mygal® a été mise au point par la société GTM Construction. Déjà utilisée sur deux chantiers de bâtiment à l'occasion de la création de parkings par sa filiale Lainé Deleau, celle-ci a pour objet de simplifier les opérations de creusement des puits et de mise en place de leur blindage, afin d'en réduire le coût et de se conformer aux exigences normales de sécurité des travailleurs.

Quelles sont les caractéristiques innovantes du procédé ?

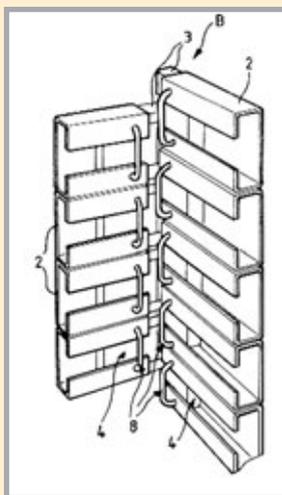
Ce blindage métallique pour puits de 4 à 6 m² en terrain non aquifère se compose de planches en acier, disposées horizontalement à l'intérieur de l'excavation. Ces profilés en C sont maintenus en place contre les parois de la fouille par l'intermédiaire de pièces métalliques (coulisseaux), dont les dents s'imbriquent mutuellement afin de constituer un cadre auto-bloquant. Des clavettes, insérées dans les trous présents sur les planches, solidarisent l'ensemble dans les sens horizontal et vertical. Des clous disposés tous les 1,50 m sur les quatre faces de la paroi complètent l'ancrage du blindage dans le sol. Plusieurs accessoires procurent les conditions de sécurité de mise en œuvre du blindage. Un garde-corps métallique modulable en tête de puits, muni d'un portillon, supprime tout risque de chute. Une échelle modulaire, de type "perroquet" (ossature centrale et demi-échelons latéraux) permet un accès au fond du puits à tous les stades du creusement. Un dispositif coulissant dans le montant de l'échelle, auto-bloquant en cas de chute, relié au harnais de sécurité de l'ouvrier par une longe, lui permet de s'assurer lorsqu'il accède à l'échelle et descend ou remonte du puits. Enfin, la disposition de plateaux de sécurité grillagés, à l'intérieur du puits, permet aux ouvriers de



Dessin de principe du blindage - Ensemble
Principle of cladding - General view

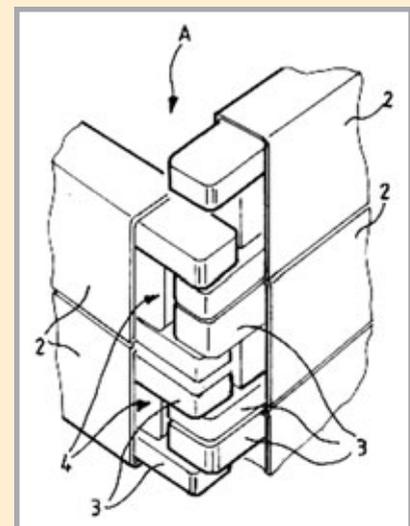


Coulisseaux et clavettes
Slides and keys



Blindage : détail des coulisseaux d'enclenchement et des clavettes de sécurité (vue de l'intérieur du puits)
Cladding : detail of jointing and safety keys (seen from inside the shaft)

Blindage : détail des coulisseaux d'enclenchement des planches entre elles (vue de l'extérieur du puits)
Cladding : detail of plank jointing (view from outside the shaft)



Phasage du blindage en trois étapes :
présentation
d'une planche,
enclenchement
du coulisseau,
enfonce-
ment
de la clavette
de sécurité

*Three cladding
phases : presentation
of a plank,
insertion
in slide,
insertion
of safety key*



Sécurité intégrée
en tête de puits :
garde-corps modulaire
et portillon

*Built-in shaft head
safety : modular
rail and gate*



réaliser les phases de terrassement et de blindage sans redouter la chute éventuelle d'un objet depuis la tête du puits.

■ INTÉRÊT DU PROCÉDÉ

La faible épaisseur du blindage métallique par rapport aux blindages courants en bois permet, à section creusée utile égale, de réduire la section creusée réelle, et donc le volume excavé et évacué (gain de 20 à 25 %). Sa conception en acier garantit une résistance constante face à la poussée des sols. Légers, facilement maniables et simples d'utilisation, les éléments du blindage s'installent rapidement. La mise en œuvre du procédé ne nécessite qu'une formation préalable rapide. La rationalisation de l'opération garantit une augmentation de la productivité et génère une réduction des coûts. Le matériel offre la possibilité d'être réutilisé 4 à 5 fois minimum, contrairement aux planches en bois qui sont perdues.

La pénibilité de l'opération de réalisation d'un puits est ainsi quantitativement et qualitativement allégée, et les conditions de sécurité considérablement améliorées et mises en conformité avec les exigences du code du travail.

Accès par échelle "perroquet". Dispositif coulissant "stop chutes" et harnais de sécurité

Access by parrot ladder. "Fall prevention" sliding device and safety harness





Blindage : échelle "perroquet" d'accès, dispositif coulissant auto-bloquant antichute, palier intermédiaire grillagé de protection des opérateurs

Cladding : "parrot" access ladder, self-blocking fall prevention device, intermediate landing with fence for operator protection

■ ENJEUX ÉCONOMIQUES

Le délai de réalisation d'un puits à l'aide de cette technique est de l'ordre de 15 jours (y compris la mise en place de toutes les protections individuelles et collectives) pour un puits de 11 m. Le recours au procédé Mygal permet de réaliser 80 cm de puits blindé par jour, générant un gain de 10 à 20 % par rapport aux blindages classiques en bois pour une même profondeur de fouilles.

L'utilisation d'un procédé Mygal permet d'augmenter les cadences de travail (tout en réduisant la pénibilité) et ainsi de réduire simultanément le délai du chantier et le coût du poste main-d'œuvre. Cette économie de coût est encore renforcée par la possibilité d'avoir recours à une main-d'œuvre moins spécialisée. Le matériel, totalement ou partiellement récupéré, se révèle compétitif par rapport à la fourniture du bois traditionnellement nécessaire.

Au final, l'utilisation du procédé Mygal se révèle plus efficace, plus sûre et plus économique que le creusement traditionnel avec blindage en bois.

ABSTRACT

The Mygal process : steel cladding for shafts

X. Arm

Underpinning shafts are currently used by well-sinking and mining firms and are clad by means of wooden planks and logs.

This archaic small-scale technique used with heterogeneous materials by specialists who are becoming rare no longer corresponds to the reliability and safety criteria applicable today.

A new cladding technique called Mygal® was developed by the company GTM Construction. It is now currently used and meets all work safety requirements. It allows simplified digging, placing of steel cladding using standard elements and also generates significant cost and time savings.

RESUMEN ESPAÑOL

El procedimiento Mygal : entibado metálico para pozos

X. Arm

Los pozos de recalce de cimientos se ejecutan actualmente por mineros especializados en pozos y entibados mediante tablonos de madera y rollizos.

Esta técnica arcaica y artesanal implementada por medio de materiales heterogéneos por especialistas que cada día escasean más, no corresponde a los criterios de fiabilidad y seguridad requeridos en la actualidad.

Una nueva técnica de entibación : Mygal® se ha desarrollado por la sociedad GTM Construction. Su aplicación, actualmente corriente, corresponde a los requerimientos de seguridad de los trabajadores, ya que permite simplificar las operaciones de excavación, de instalación de la entibación con elementos normalizados y, del mismo modo, resulta benéfica en cuanto a la disminución de los costes y asimismo, de tiempo, y ello en proporciones apreciables.

Egypte

Amélioration de sols électriques

EDF international construit actuellement deux centrales électriques en Egypte, East Port Saïd Power Plant et Suez Gulf Power Plant, de deux fois 341 MW (fioul et gaz combiné). L'une des centrales se situe dans le désert du Sinaï le long de la Méditerranée et l'autre au confluent du canal de Suez avec la mer Rouge. Un projet qui a nécessité au préalable la consolidation des sols par Menard Soltraitemement.

Sur le chantier de Port Saïd, compte tenu de la présence d'argile fortement compressible, Menard Soltraitemement a proposé à EDF une solution variante consistant à faire tasser le sol par mise en place de drains préfabriqués et l'installation d'une surcharge constituée de remblais provisoires.

Sur le chantier de Suez, dont le sol se constitue d'une couche de terrain médiocre, de sable compacté et une alternance de couches de sable et d'argile, Menard Soltraitemement a alors utilisé une solution technique basée sur l'utilisation de CMC (Colonnes à module contrôlé).

Les deux projets, East Port Saïd Power Plant et Suez Gulf Power Plant sont étroitement liés, puisqu'il s'agit de la construction par EDF International de deux centrales électriques identiques de deux fois 341 MW (fioul et gaz combiné). L'une des centrales se situe dans le désert du Sinaï, et l'autre au confluent du canal de Suez avec la mer Rouge. Les chantiers, menés en parallèle avec un décalage de planning de six mois, sont conduits sous la forme de concession BOOT (Built Own Operate Transfer); les centrales seront rétrocédées ultérieurement à l'Etat égyptien (Egyptian Electricity Authority, EEA).

tubage sur les 30 premiers mètres pour dissocier les pieux du sol environnant.

Consulté par l'ingénieur du projet (EDF CNET), Menard Soltraitemement a proposé à EDF une solution consistant à améliorer le sol sur l'ensemble du site. Il s'agit de tasser le sol pour atteindre, en quatre à neuf mois, un degré de pré-consolidation équivalent à celui qu'il aurait atteint après vingt ans sous la charge de la centrale, sans travaux préalables. Cela a été obtenu par la mise en place de drains préfabriqués sur toute l'épaisseur de la couche d'argile et l'installation d'une surcharge constituée de remblais provisoires. Grâce à ce traitement, la majorité des pieux initialement prévus ont pu être éliminés et les bâtiments reposent directement sur des fondations superficielles. D'autre part, les frottements négatifs sur les pieux restants ont disparu.

■ LA PRÉ-CONSOLIDATION

Le dimensionnement du réseau de drains et de la surcharge a été adapté à chaque situation en fonction de la charge finale et du temps de pré-consolidation autorisé. La charge finale se situe entre 1 t/m² à 20 t/m², la profondeur des drains verticaux est de 32 m avec une maille carrée variant de 1 à 1,37 m. Le temps de pré-consolidation a duré de quatre à neuf mois avec une hauteur de surcharge entre 8,5 et 16 m. Au total, 53000 drains, représentant une longueur de plus de 1.600.000 m, ont été installés en moins de trois mois et demi grâce à deux machines spécialement conçues travaillant à deux postes. Plus de 750.000 m³ de remblais ont ensuite été mis en place pour précharger le site.

La consolidation du sol a été contrôlée grâce à un système de suivi constitué de plaques de tassement, de capteurs de pression interstitielle et de capteurs de stabilité de talus (extensomètres et inclinomètres). Ce système de suivi est toujours en place et doit être utilisé jusqu'au milieu de l'année 2001.

Une première zone a d'ores et déjà pu être libérée pour laisser la place aux travaux de génie civil. La consolidation observée dans cette zone a conduit à un tassement de plus de 1,3 m sous 8,5 m de remblais en place pendant quatre mois avec un maillage de drains de 1,37 m. Dans la zone la plus chargée des bacs de pétrole, le tassement atteint à ce jour plus de 3,5 m sous 15,8 m de charge après sept mois avec un maillage de 1 mètre.

Port-Saïd. Vue globale du chantier au début des travaux. A gauche, la Méditerranée
Overall view of site at start of works. On left, the Mediterranean



■ DEUX TECHNIQUES DISTINCTES

La réalisation des fondations des projets met en œuvre des techniques différentes. A Port-Saïd, une couche d'argile de 20 m d'épaisseur située à près de 10 m sous la future plate-forme de la centrale avait été détectée.

La présence de cette argile, fortement compressible et sujette au phénomène de consolidation, pouvait induire à terme de forts frottements négatifs sur les pieux de fondation, rendant ainsi les travaux délicats et onéreux, avec le recours à un



pour deux centrales

■ COLONNES À MODULE CONTRÔLÉ

Sur le chantier de Suez, le sol est constitué d'une couche médiocre de 6 à 7 m suivie d'un niveau d'environ 3 m de sable compacté, puis d'une alternance de couches de sable et d'argile jusqu'à une profondeur de 30 m.

La solution de base retenue par EDF consistait à fonder des pieux de 80 cm de diamètre et de 35 m de profondeur. Menard Soltraitements a alors proposé, pour la fondation des deux bacs de pétrole de 45 m de diamètre et 19 m de haut, une solution technique basée sur l'utilisation de CMC (Colonnes à module contrôlé).

Ces CMC traversent la couche de tête peu résistante et viennent se sceller dans la couche résistante. Un matelas de répartition constitué d'une couche de l'ordre de 40 cm de bon matériau est ensuite installé sur ces colonnes et reçoit directement la sous-face des bacs de pétrole. Un calcul aux éléments finis, réalisé par Menard Soltraitements, a permis de déterminer au mieux le maillage, la profondeur et le diamètre des colonnes. Au

PRINCIPE DE CONSOLIDATION

La compression de sols sableux sous une charge donnée (un bâtiment par exemple) intervient dès que cette charge est appliquée. Il en résulte un tassement appelé "tassement immédiat", considéré comme étant quasi élastique. D'un autre côté, les bâtiments fondés sur des sols argileux subissent un tassement sur une longue période à une vitesse décroissante progressive avant la stabilisation.

Ce tassement à long terme des sols argileux sous une charge constante est appelé "tassement de consolidation". Ce phénomène s'explique par le fait que la pression interstitielle de l'eau présente dans le sol doit s'évacuer pour que le sol se tasse.

Les sols argileux étant peu perméables, cette dissipation de pression interstitielle ne s'effectue que très lentement.



Port-Saïd.
Vue des trois
machines à drains

*Port-Saïd. View
of three drain
machines*



Chantier de Suez. Technique
des colonnes à module
contrôlé

*Suez site. Controlled-module
column technique*

Port-Saïd.
Une des machines à drains

*Port-Saïd. View of one
of drain machines*



Chantier de Suez.
Technique
des colonnes
à module contrôlé

*Suez site.
Controlled-module
column technique*



total, plus de 1 800 CMC de 42 cm de diamètre, représentant environ 15 000 m, ont été réalisées en un mois et demi grâce à une machine spécialement adaptée. L'économie globale est importante compte tenu de la réduction de la profondeur des fondations et de la suppression des poutres en tête de pieux.

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Client

EDF International

Maitre d'œuvre

EDF CNET

Entreprise générale

SAEI/Orascom JV

Entreprise spécialisée

Menard Soltraitement

ABSTRACT

Soil improvement for two power plants in Egypt

M. Lacazedieu

EDF International is currently building two power plants in Egypt, namely the East Port Said Power Plant and the Suez Gulf Power Plant, each rated at 341 MW (fuel-oil and gas combined). One of the power plants is located in the Sinai desert along the Mediterranean and the other at the confluence of the Suez Canal and the Red Sea. This project called for prior soil consolidation, handled by Menard Soltraitement.

RESUMEN ESPAÑOL

Mejora de suelos para dos centrales eléctricas en Egipto

M. Lacazedieu

EDF International construye actualmente dos centrales eléctricas en Egipto -East Port Said Power y Suez Gulf Power Plant- de dos veces 341 MW (fuelóleo y gas combinados). Una de ellas está ubicada en el desierto del Sinaí, a lo largo del Mediterráneo y la otra en la confluencia del Canal de Suez con el Mar Rojo. Este proyecto ha precisado, previamente, la consolidación de los suelos, que se ha llevado a cabo por Menard Soltraitement.

Sols et fondations : les matériels et matériaux utilisés

■ AU20 : NOUVELLES PALPLANCHES, DU CONCEPT À LA PREMIÈRE APPLICATION

Aboutissement de cinq années de recherches et de développement, ProfilArbed a présenté fin 2000 une nouvelle palplanche aux caractéristiques uniques, référencée AU20. Son pas de 750 mm, le plus large du monde pour un module affiché de 2000 cm³/ml, permet, outre un gain de temps à l'avancement, un allègement des solutions de l'ordre de 10 % par rapport à ses palplanches concurrentes. Le tout, en utilisant des matériels de fonçage standards. En effet, sa forme plus ouverte et ses larges rayons reliant les flancs au dos conjuguent deux avantages. Ils permettent une mise en fiche aisée tout en plaçant un maximum d'acier aux endroits les plus judicieux. Ce dernier aspect confère à la géométrie des caractéristiques optimales. Toutes ces caractéristiques ont été développées par le groupe Arbed grâce à ses propres services de recherches et de laminage, mais également en large coopération avec les meilleurs laboratoires européens dans leurs domaines respectifs. L'"Institut für Grundbau und Bodenmechanik" de l'université de Braunschweig a été chargé de la modélisation des tests d'impacts. L'"Institut für Mechanik" de l'université de Karlsruhe a étudié la modélisation et les tests de vibrofonçage. L'université d'Aix-la-Chapelle s'est attachée à l'optimisation en cas d'impacts dus aux obstacles rencontrés dans les sols. Enfin, le Laboratoire national des Ponts et chaussées a été chargé des tests de fonçage *in situ* à partir de barres de 22 m.

Ce développement des propriétés de mise en fiche a abouti à de nombreux aspects positifs :

- ◆ renforcement de la section ;
- ◆ opposition à la déformation de l'aile sous pression ;
- ◆ résistance à la torsion importante ;
- ◆ réduction du danger de voilement ;
- ◆ diminution de la densification du sol et donc de la résistance à l'enfoncement.

La firme joue de plus la souplesse puisque ces profils peuvent être laminés en plus ou moins 0,5 mm à la demande. Son périmètre avantageux réduit les coûts de revêtement éventuel. Par ailleurs, une meilleure continuité du rideau est acquise par la réduction du nombre de serrures, ce qui lui confère également une meilleure étanchéité.

Il restait à tester sur chantier la véracité de ces affirmations théoriques. Une première application s'est déroulée sur l'autoroute A72 qui relie Saint-



A72 - Echangeur de Lezoux (63). Fonçage des AU20 (première sur le territoire national)

Etienne à Clermont-Ferrand. Le cadre en est le passage inférieur du nouvel échangeur de Lezoux (63). La mise en œuvre des AU20 (- 0,5 mm) en deux phases distinctes permettant le maintien sur une voie de la circulation n'a pas posé de problème particulier à l'entreprise Maïa Sonnier. En pied de palplanches, sur 3,50 m environ, les modules pressiométriques des marnes bleutées oscillaient entre 26 et 140 MPa pour des pressions limites comprises entre 1,9 MPa et 26 MPa. L'emploi d'un trépideur Pajot 3600 et d'un PTC 25H1 a donné pleinement satisfaction.

Au cours du deuxième semestre 2001, on pourra véritablement parler d'une nouvelle génération de palplanches puisque d'autres profils viendront compléter cette série initiée par l'AU20 dont on annonce l'édition d'une brochure technique pour bientôt.

→ **Contact** : Marc Gratier de Saint Louis
Europrofil France - Division palplanches
 Tél. : + 33 (0) 3 87 21 09 60
 Fax. : + 33 (0) 3 87 37 05 40
 e-mail : marc.gratier@profilarbed.lu

■ NOUVEAUX MATÉRIELS D'AUSCULTATION AU CEBTP EN TRAVAUX SOUTERRAINS

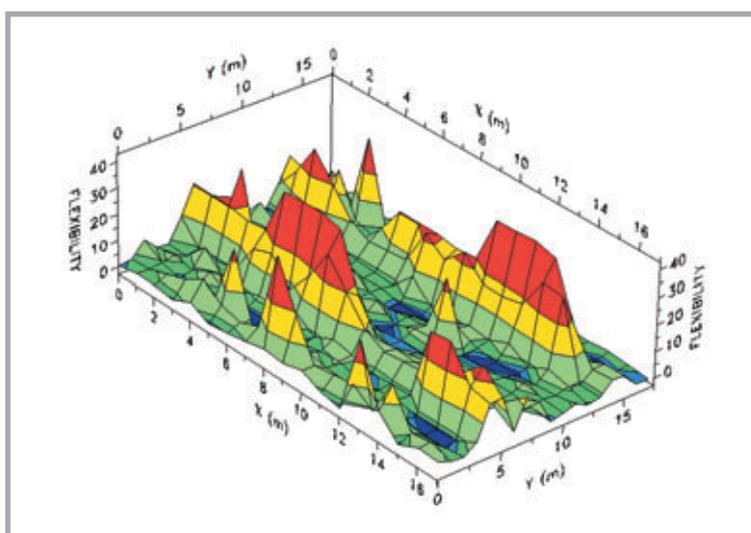
Au sein de son service recherche et développement et à travers son expertise quotidienne, le CEBTP met au point et perfectionne ses outils de diagnostics dans le domaine du BTP.

Deux appareils viennent de voir le jour sous des nouvelles versions très performantes concernant notamment le domaine des ouvrages souterrains : le MIMP 16 et l'AU2000 : dans les deux cas, il

CEBTP. Mesure d'impédance mécanique avec le MIMP 16 (marteau instrumenté + géophone)



CEBTP. Cartographie d'un contact béton/terrain (zones de vides en rouge)



► s'agit de matériels portatifs légers et autonomes permettant facilement et rapidement l'acquisition des données.

Le MIMP 16 : mesures d'impédance mécanique appliquée aux tunnels

Le principe consiste à appliquer une série de chocs impulsionnels permettant de mettre en vibration la structure testée et mesurer ainsi la souplesse et la mobilité de cette dernière. Celle-ci est en effet directement liée à la qualité du contact entre le voussoir et le matériau de remplissage (voussoir/terrain).

Avec un maillage adapté, une cartographie très précise de ce contact peut être obtenue mettant en évidence les zones de déficience (la méthode impulsionnelle a été conçue par le CEBTP dans le cadre d'une recherche financée par la FNTP).

Une des premières applications de la méthode impulsionnelle par le CEBTP dans le domaine des ouvrages souterrains fut sur le tunnel sous la Manche avant d'être employée sur des ouvrages de toute nature : tunnels autoroutiers, conduites forcées, ouvrages d'assainissements, etc.).

L'AU 2000 : mesure de la vitesse du son dans les matériaux

Le CEBTP vient de mettre au point un nouveau matériel de mesure de vitesse du son sans équivalent sur le marché avec pour qualités principales :

- ◆ grande précision de mesures ;
- ◆ autonomie de l'appareil portatif ;
- ◆ visualisation directe du signal ;
- ◆ sauvegarde des mesures et traitement.

Ce matériel d'auscultation permet :

- ◆ la détermination de la vitesse du son dans les matériaux du BTP (béton, maçonnerie, pierre, bois, etc.) ;
- ◆ la détermination de la qualité des matériaux avec recherche d'hétérogénéité, de vides et de fissures ;
- ◆ la localisation de zones ayant subi des agressions externes : incendies, gel...

Le logiciel de traitement développé par le CEBTP permet notamment d'interpréter les cas de bicouche tel le béton incendié.

La détection de vides situés derrière des voussoirs ou sous un dallage s'effectue de manière non destructive à l'aide de la méthode impulsionnelle développée par le CEBTP avec l'appareillage MIMP16 et le logiciel de traitement et cartographie IMPRO2. La cartographie des vides ou zones décomprimées derrière les voussoirs peut s'effectuer en 2D ou 3D à partir des paramètres mesurés point par point comme la souplesse ou la mobilité. Le maillage des points de mesures est fonction des structures à tester : en général tous les 0,5 à 1,0 m voire des pas plus resserrés pour des recherches ponctuelles (recherche de têtes de fondations par exemple).

L'exemple ci-dessus correspond à des vides situés sous un dallage, vides liés à des circulations d'eau accidentelles créant des cavités au contact dalle - plate-forme. Une cartographie a été réalisée sur l'ensemble de ce dallage (1 000 m²) dont un extrait est fourni ici mettant en évidence deux types de renseignements importants :

- ◆ **les zones rouges** (forte mobilité) : elles correspondent aux vides et terrains décomprimés situés sous le dallage et pouvant générer des désordres ultérieurs (affaissements et/ou fissurations) ;
- ◆ **les zones bleues** (faible mobilité) : elles correspondent aux empreintes des fondations de la structure (poteaux ancrés sur puits).

Ce type de cartographie permet d'identifier les zones à risques :

- terrains mal injectés derrière les voussoirs,
- vides sous les dallages ou terrains décomprimés,
- mauvaise adhérence des carreaux ou plaque de façade,
- recherche d'anomalies dans les collecteurs, égouts, etc.

➔ **Contact : P. Gangneux, CEBTP**

Tél. : + 33 (0) 1 30 85 23 88

e-mail : p.gangneux@cebt.p.fr

■ IDETEC : INNOVATION ET DÉVELOPPEMENTS TECHNOLOGIQUES

Dans le cas spécifique des travaux de type paroi moulée (trépan, benne), de compactage, de terrassements au BRH... les appareils de mesure des vibrations conçus pour le minage (90 % des applications) sont mal adaptés.

Il faut pourtant noter que ces vibrations dites "continues ou assimilées" sont, du fait de leur durée, les plus dangereuses pour les constructions.

Le principe des appareils existants

La surveillance est permanente mais l'enregistrement et la sortie des résultats ne se font que lorsque la vibration est supérieure à un "seuil de détection". Dès le seuil de détection franchi, l'appareil enregistre le signal pendant un temps dit "durée d'acquisition".

Pour un tir à l'explosif, un seuil de détection supérieur au bruit vibratoire ambiant permet à l'appareil de ne se déclencher que pour le tir et d'enregistrer celui-ci pendant les quelques secondes nécessaires.

Difficultés d'utilisation dans le cas de vibrations continues ou assimilées.

◆ Le choix du seuil de détection.

Dans le cas d'utilisation d'un BRH nous avons l'équivalent d'une multitude de tirs; un seuil trop bas entraîne une multitude d'enregistrements; un seuil trop haut, aucun enregistrement.

◆ Le choix de la durée d'acquisition.

Une durée d'acquisition trop faible (quelques secondes) va entraîner de trop nombreux enregistrements car il est impensable que le BRH dépasse le seuil une seule fois.

Une durée d'acquisition plus élevée (1/2 heure) résout ce problème, mais l'opérateur ne sera averti du dépassement qu'à la fin de l'enregistrement.

La solution Idetec en surveillance

Sur les appareils de type SCS qui délivrent la valeur de crête de la vibration, le seuil de détection va déclencher une durée d'acquisition élevée mais un deuxième seuil plus élevé déclenche immédiatement une alarme sonore ou lumineuse.

La solution Idetec en étude

L'appareil ATV15, qui est un laboratoire d'étude des vibrations portable et autonome, permet sur le terrain de mesurer, enregistrer sur disque dur, visualiser, traiter numériquement et imprimer les signaux. Pour cet appareil, Idetec a développé un logiciel qui permet d'étudier les vibrations permanentes sur des durées importantes de plusieurs heures à plusieurs jours.

Pour des durées de cet ordre, il n'est pas envisageable d'enregistrer l'ensemble des signaux digitalisés.



Idetec - ATV15

geable d'enregistrer l'ensemble des signaux digitalisés.

La capacité mémoire nécessaire au stockage est trop importante : à titre indicatif 10 heures d'enregistrement sur cinq capteurs représentent 500 millions de valeurs (1000 méga-octets).

Le traitement de cette masse d'informations est impossible.

Le logiciel va donc caractériser les vibrations par :

◆ la courbe des maxima : toutes les X minutes, la valeur maximale du signal sur cette période est stockée ;

◆ une série d'échantillons prélevés régulièrement : toutes les Y minutes un échantillon de deux secondes du signal est stocké afin de pouvoir étudier les caractéristique fréquentielles.

Dix heures de surveillance sur cinq capteurs en prenant le maximum toutes les minutes et un échantillon toutes les heures ne représentent plus que 100 kilo-octets soit 10 000 fois moins.

Deux ATV15 équipés de ce logiciel ont ainsi surveillé en continu le pont de Pierre à Bordeaux durant quinze jours afin de caractériser les vibrations avant travaux.

➔ Contact : Serge Tollari - Idetec

Tél. : + 33 (0) 4 42 51 57 13

Fax : + 33 (0) 4 42 58 42 29

e-mail : idetect@wanadoo.fr

internet : <http://pro.wanadoo.fr/idetec>

■ TIGOR : MESURE DE LA DÉVIATION DES FORAGES

Le Tigor est un raccord instrumenté pour la mesure de la déviation des forages. D'une longueur d'un mètre environ vissé au-dessus de l'outil, il mesure la trajectoire de l'outil pendant le forage. Lorsque le Tigor est remonté au jour, la trajectoire stockée dans sa mémoire, est lue par l'instrumentation de Jean Lutz SA pour le forage ou le jet grouting : CL88 ou LT3.

Le Tigor est disponible en plusieurs diamètres. Étudié pour être mis en œuvre dans les conditions



Jean Lutz : le Tigor

du chantier, le Tigor est utilisé par le foreur : la lecture des mesures, la charge des batteries sont des opérations simples. L'utilisation du Tigor a une incidence négligeable sur le temps de forage.

Les algorithmes de calcul évolués du Tigor lui permettent d'atteindre une précision remarquable dans la mesure de la déviation des forages horizontaux ou verticaux : la précision est meilleure que le centimètre par 10 m de profondeur sans nécessité de réetalonnage long et complexe entre chaque utilisation.

Le Tigor est livré avec le logiciel EXTRG qui fournit l'image graphique en trois dimensions de la trajectoire du forage. EXTRG est intégré aux versions logiciels de Jean Lutz SA pour les paramètres de forage et de jet grouting (EXEPF, EXJTC, etc.).

Le Tigor trouve ses principales applications en jet grouting et en forage d'exploration ou d'injection : radiers ou les voiles d'étanchéité profonds, forages de reconnaissance, forages en milieu urbain, toutes applications où la connaissance de la position exacte du forage est nécessaire.

→ Contact : Jean Lutz
Tél. : + 33 (0) 5 59 06 34 22
Fax : + 33 (0) 5 59 06 15 99

■ PÉNÉTRMÈTRE PANDA ET GÉO-ENDOSCOPE

Sol Solution est un bureau d'études géotechniques qui développe de nouvelles techniques (appareils, process) dans le domaine du génie civil et de l'étude des sols.

Il commercialise en particulier deux appareils de mesure.

Le Pénétrmètre Dynamique Panda, utilisé pour le contrôle de compactage des remblais et des tranchées et la reconnaissance des sols (études géotechniques) est maintenant distribué à plus de 1 200 exemplaires en France comme à l'étranger, (dans une vingtaine de pays).

Pénétrmètre ultra-léger d'un coût réduit, utilisé dans les domaines des réseaux secs ou humides et normalisé (NF XP P 94-105). Collectivités (mairies, DDE) ou concessionnaires (EDF, GDF, France Télécom...) ont eu la possibilité de réaliser les contrôles des travaux qu'ils commandaient, les entreprises de T.P. ont pu mettre en place, notamment dans le cadre de leur démarche d'assurance qualité, leur auto-contrôle.

Le principe du Panda, comme tout pénétromètre, consiste à enfoncer un train de tiges dans le sol par battage et de déterminer la résistance de pointe du matériau (couple énergie/enfoncement). La réduction du diamètre des tiges a permis de réduire l'énergie de battage à fournir et donc, d'obtenir une énergie nécessaire compatible avec la force d'un battage manuel par un opérateur. Ceci couplé avec

l'introduction d'un capteur mesurant l'énergie fournie et d'un capteur mesurant l'enfoncement à chaque coup de marteau, le Panda se libère de la contrainte des anciens appareils qui nécessitaient le battage par un mouton de masse élevée avec une structure lourde (même masse tombant de la même hauteur). Une base de données de matériaux permet, de plus, d'obtenir des courbes de références et de refus en fonction du matériau utilisé et de l'objectif de compactage à atteindre.

Le constat que l'appareil était largement utilisé dans le domaine du contrôle de compactage a conduit à mettre au point PANDAWIN-2, un nouveau logiciel de traitement des données. Celui-ci comporte deux innovations :

- ◆ une compatibilité 100 % avec la norme qui permet d'obtenir un rapport d'essai final complet intégrant toutes les données exigées ;
- ◆ l'intégration d'une base de données dite "base universelle".

Sol Solution, en collaboration avec le LERMES/CUST de l'université de Clermont-Ferrand, réalise actuellement une banque de granulats. Dans un premier temps, il s'agit de récupérer et de conserver des granulats en quantité suffisante (2 m³ environ). Chaque matériau est identifié selon une procédure rigoureuse et reproductible, et les paramètres mesurés sont stockés dans une base de données : la provenance, les caractéristiques granulométriques, minéralogiques, limites d'Atterberg...

Dans un deuxième temps, des essais de compression à l'œdomètre, des essais triaxiaux, des analyses morphologiques, des courbes de pénétration dynamique et statique dans des grands moules,... sont réalisés.

Cet important travail commencé il y a près de deux années, va permettre de constituer une banque de données universelle. En effet, actuellement, tous les pays n'utilisent pas la même classification pour les matériaux. En France, on utilise la classification du GTR (Guide des terrassements routiers), qui s'appuie sur deux paramètres discriminants (la granulométrie et l'essai au bleu de méthylène); mais aux Etats-Unis par exemple, il n'existe que cinq classes de matériaux et les Américains n'utilisent pas l'essai au bleu de méthylène.

L'idée développée par Sol Solution consiste – à partir de l'identification du matériau par des paramètres minimums (en possession de l'opérateur) – à fournir :

- ◆ la classe de matériau dans la classification utilisée par l'opérateur ;
- ◆ des courbes de références et de refus en fonction de l'objectif de compactage à atteindre. Et ce, quel que soit l'objectif et son mode d'expression. En effet, la procédure utilisée pour réaliser la base de données, permet d'avoir pour chaque matériau les informations permettant d'obtenir une courbe de référence quel que soit le % OPN; la limitation aux seules valeurs correspondant à Q2, Q3, Q4 est

ainsi levée. L'opérateur peut par exemple obtenir une courbe pour une qualité Q5.

Sol Solution, se propose aussi de fournir une base de données non figée, c'est-à-dire que la banque s'enrichira de nouveaux matériaux au fil des mois et des années. Les nouvelles technologies de communication (site internet, e-mail) permettant à l'opérateur de télécharger régulièrement de nouveaux matériaux et de compléter ainsi sa propre base de données.

Pour compléter la flexibilité et la performance du logiciel, un module (livré dans la version standard) permet à l'opérateur de créer ses propres courbes de référence à partir des planches d'essais qu'il réalisera sur le terrain avec le matériau du chantier amené à la densité requise.

Le deuxième produit proposé en matière de diagnostic et de reconnaissance dans les milieux granulaires, est le géo-endoscope.

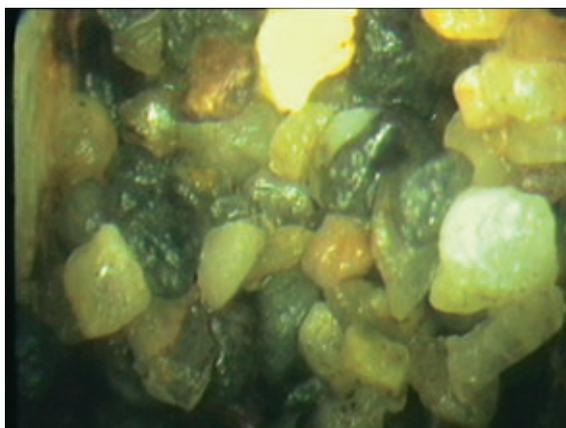
Le Panda a montré tout son intérêt dans la caractérisation mécanique des milieux granulaires (reconnaissance des sols ou contrôle de compactage) mais l'essai pénétrométrique n'en reste pas moins "aveugle" et ne permet donc pas de caractériser physiquement les milieux auscultés.

L'utilisation de l'endoscopie ouvre donc des perspectives intéressantes dans la récolte d'images *in situ*, mais surtout, le travail de R & D réalisé permet d'obtenir un traitement automatique de l'image. L'ensemble du travail s'appuie sur les théories de traitement du signal et de la morphologie mathématique.

A partir des images récoltées, quatre paramètres ont pour l'instant fait l'objet d'études approfondies : l'analyse de la texture, la granulométrie, l'étude de l'angularité des grains et l'analyse de la colorimétrie des matériaux. Des travaux sont en cours sur l'analyse de la forme des particules. Ces analyses permettent de fournir des résultats quantitatifs et donc de comparaison objective en plus de l'observation visuelle (observation intéressante en elle-même puisque la sonde ausculte des endroits inaccessibles à l'homme).

D'un point de vue pratique, le géo-endoscope se présente sous la forme d'une sonde pouvant pénétrer dans une cavité de 16 mm de diamètre (donc peu traumatisante) à une profondeur de 7 m. Un travelling est réalisé lors de la descente de la caméra (celle-ci est située sur la sonde permettant ainsi une excellente qualité d'image) et le film est enregistré. Au bureau, le film est visionné et les images sélectionnées sont traitées automatiquement par le logiciel afin d'obtenir les données quantitatives étudiées.

A titre d'exemple, le système de géo-endoscopie est utilisé dans le cas d'expertise d'ouvrages (de génie civil ou bâtiment). Couplé avec un premier essai pénétrométrique au Panda qui fournit une caractéristique mécanique du milieu, l'inspection endoscopique permet l'observation des anomalies,



Sol Solution.
Image de grains, fenêtre de 5 mm

mesures d'indice des vides, repérage de couches, détermination de la classification des matériaux... L'expertise peut aussi se faire dans des galeries ou canalisations visitables pour un diagnostic au niveau de la structure (fissures...), du contact structure/encaissant et de l'encaissant lui-même (vide, hétérogénéité...).

Le champ d'application de la technique est très vaste puisqu'elle peut s'adapter à tous les cas nécessitant l'exploration de lieux inaccessibles et/ou demandant une analyse et un traitement d'images. Sol Solution propose à ses clients, soit l'achat du matériel endoscopique avec les logiciels d'interprétation et de calculs, soit une prestation de services avec intervention sur site et rapport d'expertise.

→ **Contact** : Olivier Constant - **Sol Solution**
ZAC des Portes de Riom - 63200 Riom
Tél. : + 33 (0) 4 73 64 74 84
Fax : + 33 (0) 4 73 64 74 80
e-mail : sol.solution@wanadoo.fr
internet : sol-solution.fr

■ AUSCULTATION DES FONDATIONS PROFONDES PAR TRANSPARENCE SONIQUE

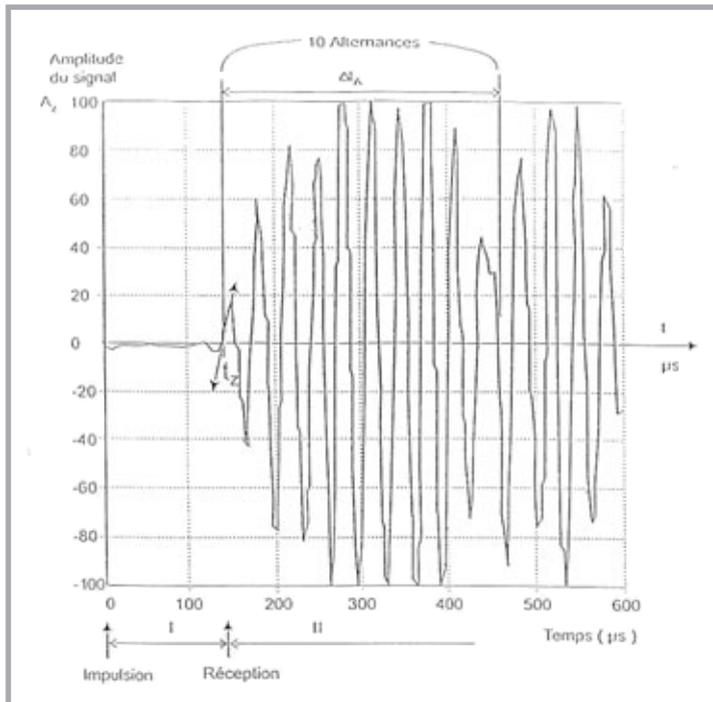
La norme NFP 94-160.1 "Auscultation d'un élément de fondation - Méthode par transparence" rédigée en 1997, a été réactualisée en octobre 2000.

Les évolutions des technologies permettent d'améliorer l'acquisition, la restitution et de ce fait le diagnostic. Cet essai peut être réalisé sur tous types d'éléments de fondation en béton équipés préalablement de tubes. Il permet, entre les points d'émission d'une impulsion et de réception du signal, de détecter des irrégularités localisées et d'apprécier l'homogénéité du béton. Le principe de l'essai est :
◆ d'émettre, au moyen d'une sonde descendue dans un des tubes plein d'eau, une impulsion qui

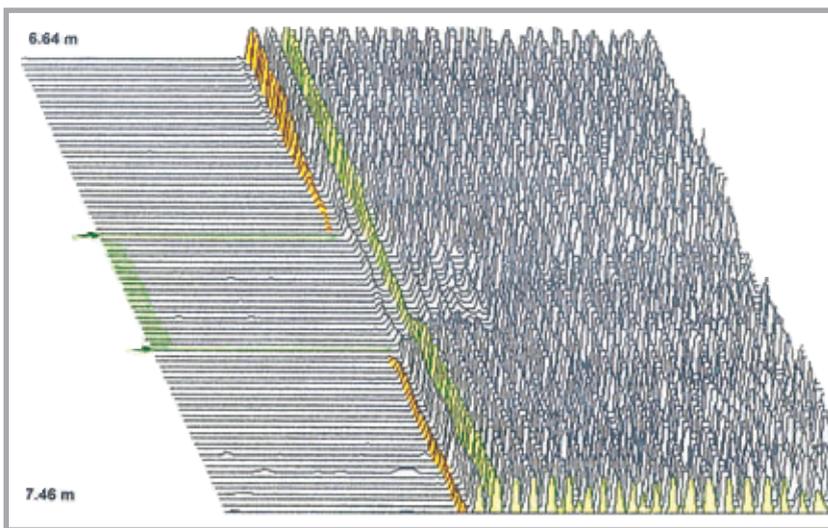


Sol Solution.
Auscultation d'un remblai

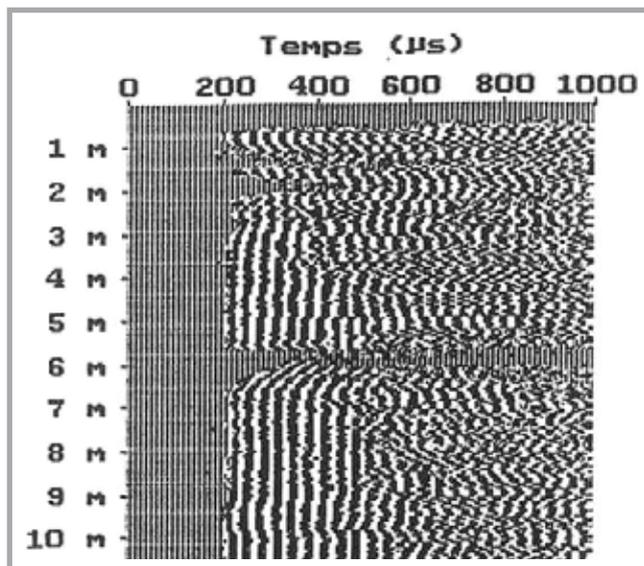
**Rinent.
Figure 1**



**Rinent.
Figure 2**



**Rinent.
Figure 3**



va se propager dans le béton de l'élément de fondation ;

- ◆ de capturer au même niveau, au moyen d'une deuxième sonde, le signal dans un autre tube également rempli d'eau ;

- ◆ de mesurer sur toute la hauteur des tubes et enregistrer le temps de parcours ultrasonore du signal entre les deux sondes, ainsi que l'amplitude du signal reçu.

Le signal (figure 1) est généré par la sonde émettrice à chaque déplacement de la sonde inférieure ou égal à un centimètre. Ce point est un élément nouveau de la norme puisque auparavant, le pas de mesure pouvait atteindre 5 cm.

Dans les zones singulières, l'analyse du signal sauvegardé est faite sur :

- ◆ la durée de parcours de l'onde ultrasonore ;
- ◆ l'amplitude du signal reçu.

La figure 2 représente une succession de signaux entre 6,64 m et 7,46 m de profondeur. Cette vue en trois dimensions ne conserve que la partie supérieure des signaux pour des problèmes de lisibilité.

Le premier pic disparaît progressivement à 6,96 m pour réapparaître vers 7,17 m. Malgré la baisse d'amplitude, les pics suivants restent parallèles entre eux, il n'y a donc pas d'augmentation du temps de propagation, le béton est homogène. La baisse d'amplitude est liée à la transmission du signal ; dans cet exemple, il s'agit d'un manchon recouvert d'une pellicule de lubrifiant sur vingt centimètres environ.

La diagraphie représentée à la figure 3, correspond à un type de restitution où les pics et les creux d'un diagramme 3 D sont transformés en points blancs et noirs d'autant plus contrastés que l'amplitude de ces pics est importante.

**Rinent.
Figure 4**



Cette diagraphie est caractéristique d'un défaut de continuité du bétonnage concrétisé par la photographie (figures 4 et 5) des carottes de matériaux prélevés.

La figure 6 rassemble deux diagraphies réalisées à trois jours et huit jours après injection de coulis de ciment dans une grave. Il est possible de distinguer nettement l'évolution de la prise du liant. La norme NFP 94-160.1 en réduisant le pas de mesure à un centimètre et en conservant les signaux dans les zones singulières, permet de conduire l'analyse sur la durée de la propagation du signal, mais aussi sur son amplitude.

Cette amélioration du diagnostic fait de cet essai le moyen le plus sûr de connaissance de la continuité et de l'homogénéité des bétons de fondations.

Rincenc BTP Services, par le biais de sa société de matériels Rincenc ND Technologies, développe et commercialise un matériel d'auscultation non-destructive des fondations (figure 7).

Ce matériel se compose d'une centrale d'acquisition sur laquelle sont installés les logiciels d'essais et de traitement sous environnement WINDOWS. Différents accessoires se connectent sur cette cen-

trale et permettent la réalisation des essais suivants :

- ◆ transparence sonore, norme NFP 94-160.1;
- ◆ réflexion ou écho, NFP 94-160.2;
- ◆ sismique parallèle, NFP 94-160.3;
- ◆ impédance mécanique, NFP 94-160.4.

L'analyse des résultats d'essais par transparence sonore réalisés avec ce matériel est faite en temps de propagation et en amplitude, suivant les indications de la norme NFP 94-160.1 révisée.

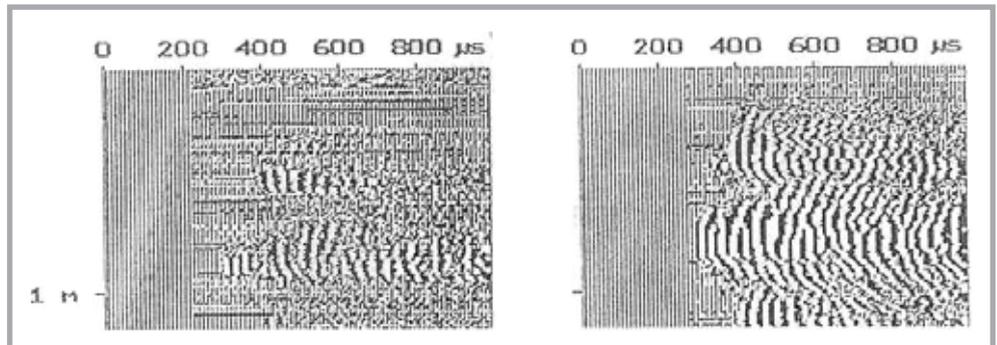
Le pas d'acquisition est de un centimètre et les signaux sont sauvegardés sur l'ordinateur, dont la capacité de stockage est supérieure à 10 000 m linéaires d'auscultation.

La restitution des résultats peut être condensée, sous forme de diagraphies, agrandie, sous forme de vue 3D ou encore impulsion par impulsion.

**Rincenc.
Figure 5**



**Rincenc.
Figure 7**



**Rincenc.
Figure 6**

→ Contact : Corinne Horb

Rincenc BTP Services

Tél. : + 33 (0) 1 60 87 21 25

Fax : + 33 (0) 1 60 87 21 20

e-mail : rincenc.btp@wanadoo

Charte de bon comportement Demande de renseignements - Déclaration d'intention de commencement de travaux (DR/DICT)

Les parties signataires de la présente Charte constatent des difficultés et observent des dysfonctionnements dans l'application

des procédures DR/DICT du décret n° 91-1147 du 14 octobre 1991 relatif à l'exécution de travaux à proximité de certains ouvrages souterrains, aériens ou subaquatiques de transport ou de distribution, et de l'arrêté interministériel du 16 novembre 1994 pris en application.

Elles manifestent leur engagement mutuel d'appliquer et de promouvoir la présente

Charte, destinée à améliorer les comportements des intervenants.

Il s'agit en effet, par une coopération adéquate de la part de chacun des intervenants (entreprises, exploitants d'ouvrages, donneurs d'ordre), de limiter les atteintes, encore trop fréquentes à ce jour, portées à la

sécurité des personnes, travailleurs ou riverains, comme à l'intégrité des réseaux et donc aux services publics qu'ils assurent.

L'amélioration des comportements de chacun doit être bénéfique pour tous.

La présente Charte a en outre vocation à constituer la référence de "Chartes de bon comportement" à établir au niveau local.

Entre :

- EDF GDF Services,
- Gaz de France - Direction Transport,
- RTE Gestionnaire du Réseau de Transport Electricité,

- France Telecom,
- Le Syndicat des Entrepreneurs de Réseaux et de Constructions électriques,
- La Fédération nationale des Travaux Publics,
- Canaliseurs de France,
il est convenu les dispositions suivantes :



■ ARTICLE 1^{ER} - ENGAGEMENTS DES ENTREPRISES DE TRAVAUX

1.1. L'entreprise s'engage à rédiger des Déclarations d'Intention de Commencement de Travaux (DICT) précises. Elle renseigne de manière détaillée toutes les zones du formulaire de la DICT et indique le nom et les coordonnées de la personne à contacter. Elle joint les plans de situation et fait référence à la Demande de Renseignements (DR) (numéro), si elle en a connaissance. En cas de changement ultérieur, même partiel, de l'emplacement du chantier, elle prévient les exploitants concernés.

1.2. L'entreprise demande à son client, lors de la revue de contrat, communication des réponses aux DR et des plans d'études permettant de faire une DICT précise.

1.3. Elle respecte les délais de dépôt de la DICT.

1.4. Elle fait, chaque fois que cela est possible, apparaître dans l'offre, puis lors de la revue de contrat, les délais réglementaires de la DICT.

1.5. Elle s'assure de la transmission des informations contenues dans les réponses aux DICT (formulaires, plans, spécifications, etc.) aux responsables de chantier et aux exécutants (entrepreneurs ou sous-traitants) préalablement à l'engagement des travaux et de la compréhension de ces informations par le niveau d'exécution.

■ ARTICLE 2 - ENGAGEMENTS DES EXPLOITANTS DES OUVRAGES

2.1. L'exploitant sensibilise les maires sur leur rôle de détenteur des plans de zonage et des coordonnées des exploitants à l'occasion de leur mise à jour.

2.2. L'exploitant s'engage à répondre, dans les

délais impartis, à toutes les DR et DICT qu'il reçoit.

2.3. Il fournit au demandeur, dans la réponse à la DR, les plans en sa possession des ouvrages à proximité du chantier, précisant notamment la nature des ouvrages, la date de la dernière mise à jour et l'échelle des plans, complétée par tous éléments utiles à l'interprétation de la réponse. Lorsque l'exploitant n'est pas en mesure de fournir des renseignements suffisamment précis en réponse à la DR, il avertit le demandeur que celui-ci devra faire procéder à des recherches ou sondages complémentaires.

2.4. Il fournit au demandeur, dans la réponse à la DICT, les plans détaillés en sa possession des ouvrages à proximité du chantier, précisant notamment la nature des ouvrages, la date de la dernière mise à jour et l'échelle des plans, si possible à grande échelle, dans la mesure où l'emplacement du chantier le nécessite. Ou si l'exploitant l'estime préférable, il précise dans la réponse à la DICT qu'il souhaite contribuer le plus tôt possible à la préparation du chantier en se déplaçant sur le site pour effectuer, entre autres, le repérage des ouvrages.

2.5. Si des incertitudes significatives persistent, et lorsqu'il y a des ouvrages à proximité du chantier, l'exploitant invite l'entreprise à consulter ses plans. L'invitation faite à l'entreprise par l'exploitant de venir consulter des plans dans ses services, pour plus de précisions, est strictement réservée à ces cas particuliers.

■ ARTICLE 3 - ENGAGEMENTS DES DONNEURS D'ORDRE

Le donneur d'ordre s'engage à :

- préciser, dans les DR, le périmètre et la nature des chantiers envisagés,
- transmettre aux entreprises de travaux les réponses aux DR, et notamment à leur communiquer les numéros des DR,
- passer les commandes, accompagnées des plans du projet, dans les délais permettant l'établissement de la DICT.

■ ARTICLE 4 - DOMMAGES AUX OUVRAGES

4.1. L'entreprise s'engage à signaler au plus vite à l'exploitant concerné tout dommage, même en l'absence de dérangement immédiat.

4.2. L'exploitant et l'entreprise s'engagent,

suite au signalement de ce dommage, à effectuer un constat contradictoire.

■ ARTICLE 5 - ENGAGEMENTS COMMUNS

5.1. Les parties signataires s'engagent à créer un Observatoire national et à favoriser la mise en place d'observatoires locaux, chargés de promouvoir la présente Charte par des actions de communication, et notamment d'analyser les dysfonctionnements des procédures DR/DICT et de proposer les actions utiles pour y remédier.

5.2. Elles favorisent l'utilisation de nouveaux moyens de transmission des informations relatives aux procédures DR/DICT (service Internet DICT +), ainsi que l'étude de services communs.

5.3. Elles participent activement à la mise à jour des plans par une remontée mutuelle d'informations.

5.4. Elles souhaitent que leurs procédures DR/DICT s'inscrivent dans une démarche Qualité.

■ ARTICLE 6 - CONFIDENTIALITÉ DES INFORMATIONS

6.1. Les informations recueillies et transmises lors des procédures DR/DICT ne sont utilisables que dans le cadre de la réglementation et leur usage ne doit porter atteinte ni au secret en matière commerciale et industrielle, ni plus généralement, à l'un des secrets protégés par la loi.

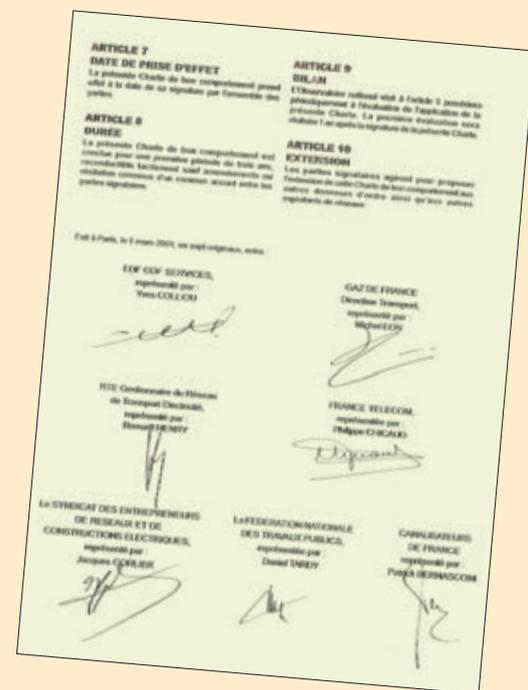
6.2. Les informations cartographiques sont transmises sous forme papier ou sous forme d'images numériques de type maillé. Elles doivent rester confidentielles, c'est-à-dire aux seules fins du chantier, et leur utilisation doit respecter les droits de propriété intellectuelle attachés aux fonds de plan.

■ ARTICLE 7 - DATE DE PRISE D'EFFET

La présente Charte de bon comportement prend effet à la date de sa signature par l'ensemble des parties.

■ ARTICLE 8 - DURÉE

La présente Charte de bon comportement est conclue pour une première période de trois ans, reconductible tacitement sauf amendements ou résiliation convenus d'un commun accord entre les parties signataires.



■ ARTICLE 9 - BILAN

L'Observatoire national visé à l'article 5 procédera périodiquement à l'évaluation de l'application de la présente Charte. La première évaluation sera réalisée un an après la signature de la présente Charte.

■ ARTICLE 10 - EXTENSION

Les parties signataires agiront pour proposer l'extension de cette Charte de bon comportement aux autres donneurs d'ordre ainsi qu'aux autres exploitants de réseaux.

Fait à Paris, le 5 mars 2001 en sept originaux, entre :

EDF GDF Services
représenté par : Yves Colliou

Gaz de France
Direction Transport
représenté par : Michel Eon

RTE Gestionnaire du Réseau de Transport Électricité
représenté par : Bernard Henry

France Telecom
représentée par : Philippe Chicaud

Le Syndicat des Entrepreneurs de Réseaux et de Constructions électriques
représenté par : Jacques Gorlier

La Fédération nationale des Travaux Publics
représentée par : Daniel Tardy

Canalisateurs de France
représenté par : Patrick Bernasconi