

La revue technique des entreprises de Travaux Publics

Travaux

n°836
Décembre 2006

SOLS ET FONDATIONS

- **La ZAC Seguin**
à Boulogne-Billancourt
- **De l'Espace Béthune**
à la Réunion,
grands travaux pour
Botte Fondations
- **Barrettes recépées**
dans une usine
d'Airbus
- **Procédé Trenchmix®**
pour des écrans
étanches
- **La station d'épuration**
de Vongy (74)
- **Glissements de terrain**
de Constantine
(Algérie)
- **Les 4 000 pieux**
de la raffinerie
Pemex à Minatitlan
(Mexique)
- **Paroi étanche**
en sol-bentonite
dans une ancienne
aciérie de Newcastle
(Australie)
- **Industrial Ring Road**
Project à Bangkok

RÉSEAUX

- **Du neuf pour**
les eaux usées
des Sables d'Olonne

Sols et Fondations





Patrice Runacher
Président du Soffons
et directeur général
de Solétanche Bachy

La géotechnique est une science d'autant plus fascinante qu'elle n'est pas exacte. Ses spécialistes fondent leurs projets sur des informations fragmentaires, les théories en vigueur et leur expérience. Ils doivent connaître précisément les capacités des matériels existants. En cours de travaux, il leur faut contrôler les caractéristiques des terrains, surveiller les déformations provoquées, et réagir dès lors que se manifestent des écarts entre les comportements attendus et les comportements observés. Ce faisceau de compétences se trouvant rarement réuni chez une seule personne, la nécessité d'un travail en équipe s'impose.

Les évolutions marquantes de la dernière décennie

Les marchés français et international ont connu un fort mouvement de concentration : fusions de Solétanche et Bachy, puis de Sefi et Intrafor, et rachat par Trevi de Rodio, après sa mise en liquidation judiciaire. Parallèlement, Trevi puis Bauer ont fait leur entrée en bourse.

Dans le domaine technique :

- la rédaction des Eurocodes, dont l'objectif était d'unifier les méthodes de calcul en Europe, voit actuellement sa portée réduite par l'élaboration de « Documents d'application nationale » qui marquent un retour en arrière vers les anciennes normes ;
- si aucune technologie révolutionnaire n'est apparue, les techniques d'amélioration des sols (colonnes ballastées, vibroflotation, injection solide, soil-mixing, inclusions, etc.), les systèmes de repérage dans l'espace des outils de forage, et les méthodes de mesure, contrôle et transmission de données en temps réel ont connu des développements importants, tandis que l'utilisation des hydrofraises s'est banalisée ;
- enfin, la méthode observationnelle, particulièrement adaptée à la prise en compte et résolution des écarts de comportement susceptibles d'apparaître en cours de travaux, s'est largement répandue.

Sur le plan contractuel, il convient de signaler une évolution très intéressante vers la gestion et partage des risques (contrats de « partnering »), ainsi que l'apparition des P.P.P.

Enfin, des exigences de rentabilité beaucoup plus fortes, parfaitement justifiées au demeurant par le degré de risques encouru, ont été imposées aux acteurs par leurs actionnaires.

Les défis actuels

Les problèmes de personnel représentent le principal défi auquel se trouvent confrontées les entreprises de fondations :

- les chiffres d'affaires mensuels variant facilement du simple au double au cours d'un même exercice, une forte flexibilité s'impose, et donc le recours à de nombreux intérimaires ;
- parallèlement, l'arrivée du papy-boom, aggravée par des pyramides des âges souvent déséquilibrées, rend nécessaire à la fois un programme très soutenu de recrutements et des efforts considérables de formation ;
- à l'international, le coût d'un expatrié équivaut dans bon nombre de pays au coût de l'ensemble du personnel local affecté sur son chantier ! Les entreprises se voient dans l'obligation, si elles veulent rester compétitives, de remplacer leurs opérateurs par des moniteurs et de constituer des équipes d'opérateurs formés dans des pays « low-cost ».

Mais nos entreprises doivent aussi, d'une part intégrer dans leur quotidien les nouvelles techniques de l'information (travail en nomade) et d'autre part obtenir et maintenir un jeu croissant de certifications : qualité, sécurité, environnement, à terme sous la forme QSE, et développement durable.

Les progrès en matière de sécurité se font en associant une prise de conscience plus aiguë du personnel à des mesures concrètes. À cet égard, le Soffons s'est engagé dans une action forte visant à réduire les risques de basculement des outillages de forage provoqués par la mauvaise qualité des plates-formes de travail.

Une plate-forme de travail doit être considérée et calculée comme une chaussée, en fonction des charges appliquées et de la qualité des terrains sous-jacents. Elle doit faire l'objet d'une réception à sa livraison et d'un entretien dûment contrôlé en cours de travaux.

Le Soffons a mis au point un logiciel de calculs permettant de déterminer les efforts appliqués par les outillages en fonction de leurs équipements et conditions de travail. Il développe à présent une méthode simplifiée de conception, et nous entendons rencontrer prochainement les principaux donneurs d'ordre pour qu'ils nous aident à solutionner ce problème, qui est aussi le leur.

Nous traversons une période exceptionnellement faste, car pour la première fois depuis 30 ans, toutes les régions du monde sont en croissance simultanée. Les entreprises françaises détiennent une compétence mondialement reconnue. Sachons préserver et faire fructifier cet héritage !

Démarrage en trombe à Boulogne-Billancourt

Le parking Seguin, premier projet de la ZAC Seguin Rives de Seine, est réalisé par Solétanche Bachy France avec une paroi moulée profonde de 40 m et des pieux et poteaux profondés. Du milieu de la surface du parking s'élançera un pont pour rejoindre l'île Seguin. Le terrassement et le génie civil du parking seront réalisés par Solétanche Bachy France après le pont.

Depuis la fermeture des usines Renault à Boulogne-Billancourt, on espérait le feu vert du lancement des travaux de cette ZAC de 74 hectares en bordure de Paris. Il a enfin été donné en 2005 et c'est à Solétanche Bachy qu'est revenu l'honneur du premier coup de pioche. La réalisation de ce fabuleux projet s'étalera sur plus de 20 ans.

La ZAC englobe l'île Seguin et l'aménageur doit construire des ponts pour la desservir. Comme l'île aura une circulation automobile restreinte, il faut créer des places de stationnement à proximité des ponts. De là est partie l'idée de lancer un pont depuis un parking souterrain (figure 1).

tinctes séparées par la construction du pont. Solétanche Bachy intervient d'abord pour la réalisation de la paroi moulée et des fondations, et ensuite pour le terrassement et le génie civil. C'est de cette première phase aujourd'hui terminée qu'il est question dans la suite.

■ Un pont au milieu d'un parking

Situé dans la ZAC, le nouveau pont reliera le cours Seguin à l'île du même nom, dans la partie aval de celle-ci. Le parking Seguin sur lequel il prendra appui comptera 602 places réparties sur trois niveaux enterrés, avec des dimensions de 150 m x 50 m (figure 4). Le principe de construction retenu pour la réalisation de ces deux ouvrages imbriqués se reflète dans le phasage du projet :

- phase 1 parking : de décembre 2005 à août 2006, réalisation des travaux géotechniques : parois moulées du parking, barrettes de fondation du pont, essai de rabattement à l'intérieur de l'enceinte des parois moulées, pieux et poteaux profondés et divers travaux annexes ;
- phase pont : d'août 2006 à septembre 2007 : construction du pont ;
- phase 2 parking : de septembre 2007 à fin 2008, terrassement dont une partie « en taupe » et génie civil du parking.

La partie géotechnique du lot génie civil de l'ouvrage a été réalisée selon une variante technique proposée par Solétanche Bachy.

En présence de craie de qualité médiocre et de forte perméabilité, il était prévu de limiter par un fond injecté les venues d'eau dans l'enceinte en paroi moulée. Cette technique, dite du « radier injecté », consiste à injecter une tranche horizontale de terrain au-dessous du futur fond de fouille, limitée latéralement par le pied de la paroi périphérique. Cette injection est réalisée à partir de forages verticaux disposés selon une maille serrée et exécutés avant terrassement. On obtient ainsi une boîte relativement étanche dont

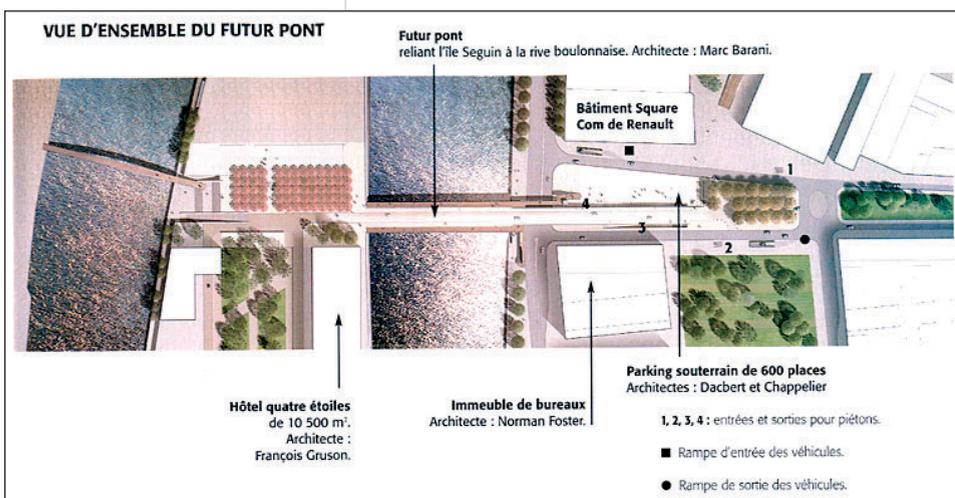


Figure 1
L'implantation du pont et du parking
Layout of the bridge and car park

Cette idée ambitieuse a donné matière à réflexion aux techniciens. Il en est résulté un projet qui sort de l'ordinaire, comportant une pile et une culée de pont au milieu d'un parking souterrain de trois niveaux et divisé en deux ouvrages intimement imbriqués : le parking Seguin et le nouveau pont (figures 2 et 3). La SAEM Val de Seine Environnement, aménageur de la ZAC Seguin Rives de Seine, a confié le lot génie civil du parking Seguin à Solétanche Bachy. La construction du pont, quant à elle, a été confiée à Bouygues. Le lot génie civil du parking comporte deux phases dis-

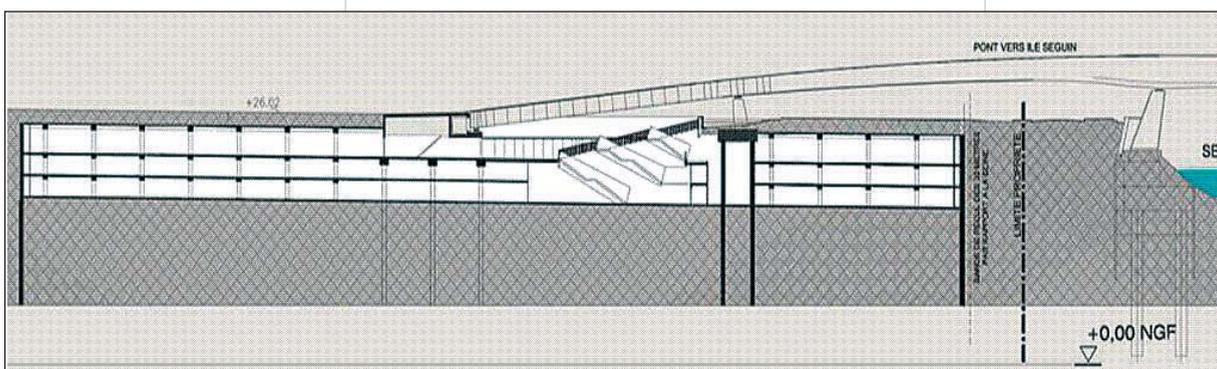


Figure 2
Section longitudinale du parking et du pont
Longitudinal section of the car park and bridge

sur la ZAC Seguin



Michel Yon
 Directeur de projet
 Solétanche Bachy
 France

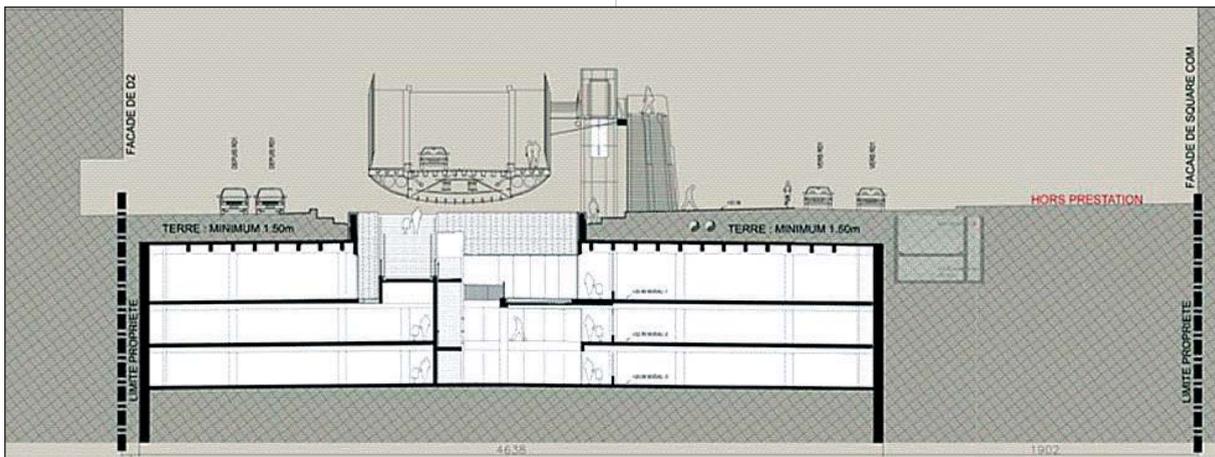


Figure 3
 Section transversale du parking
 et du pont
 Cross section of the car park
 and bridge

les côtés sont constitués par la paroi moulée et le fond par le radier injecté.

La variante a consisté, pour obtenir le même résultat, à supprimer le radier injecté et à réaliser une paroi moulée plus profonde ancrée dans un horizon géologique constitué de craie saine, naturellement peu perméable. Cette variante était, comme on peut le deviner, moins chère et plus rapide que la solution de base.

■ Des travaux préliminaires sortant de l'ordinaire retardent le démarrage

Il a fallu attendre un peu plus que prévu avant de donner le premier coup de benne.

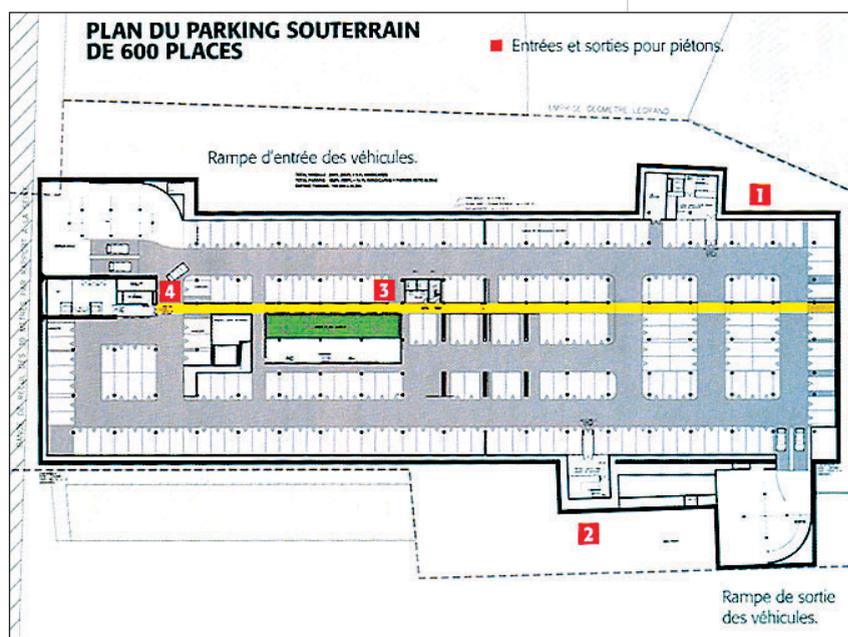
Les usines Renault ayant été bombardées à deux reprises lors de la Deuxième Guerre mondiale, le risque

de rencontrer un engin explosif enfoui existait. La première opération sur le site a donc consisté en une dépollution pyrotechnique.

Ensuite seulement a pu être réalisée la campagne de reconnaissance géotechnique complémentaire pour confirmer la validité de la solution variante par paroi moulée profonde basée sur la présence de craie saine imperméable en profondeur.

Enfin, a été entreprise la purge des vestiges de construction enterrés, nécessaire pour la bonne exécution des fondations profondes de tout type. Et cette opération s'est rapidement transformée en cauchemar : le site, dont le passé industriel remonte à plus d'un siècle, était truffé d'obstacles de toutes natures : béton armé, maçonneries, galeries, pieux, palplanches, et d'autres encore. Les travaux de purge ont ainsi pris une ampleur totalement imprévue qui en a fait un véritable chantier dans le chantier, engendrant des modifica-

Figure 4
 Plan du parking
 Car park plan



LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maître d'ouvrage

SAEM Val de Seine Aménagement ZAC Seguin Rives de Seine

Maître d'œuvre

OTE Ingénierie - Icobat

Architecte

Dachert Cochet Chapellier

Lot génie civil

Solétanche Bachy France

Sous-traitant pour les pieux

Solétanche Bachy Pieux

Bureau d'études génie civil

ECI BET



Photo 1

Les grues de forage et de manutention

The drilling and handling cranes



tions de phasage, des chevauchements de tâches et aboutissant à une modification importante de l'organisation du chantier.

■ Une paroi moulée à 40 m de profondeur exécutée en un temps record

Malgré cela la paroi moulée a démarré à l'heure. Pour respecter les délais partiels, il a fallu repousser à plus tard une partie des purges. Une puissante force de frappe a été déployée, organisée autour de deux ateliers d'excavation à benne hydraulique KS2 (photos 1, 2 et 3), et son action a été orchestrée de manière rigoureuse, à la minute près.

Ainsi, le programme d'une journée de travail était-il le suivant : un premier bétonnage à 8 heures et un deuxième à 17 heures, arrêt des travaux bruyants à 22 heures, préparation du bétonnage du lendemain matin par une équipe de nuit (photo 4).

C'est à ce prix qu'il a été possible de construire en 11 semaines seulement plus de 20000 m² de paroi moulée représentant 13000 m³ de béton armé. Des records ont été battus tels que le coulage de



Photo 2

Benne hydraulique KS2 équipée du système de navigation Sakso®
KS2 hydraulic grab equipped with the Sakso® navigation system



500 m³ de béton par jour quatre fois de suite (photo 5). Mais, s'il faut faire vite, il faut surtout faire bien. À de telles cadences la qualité est un défi à relever avec une persévérance sans faille. La maîtrise de la verticalité de la paroi moulée a fait l'objet des soins les plus attentifs. En effet, pour assurer l'imperméabilité de l'enceinte afin de limiter le débit d'exhaure, la paroi doit être étanche jusqu'au fond, donc sans décalage entre les panneaux. Les joints entre panneaux de paroi ont été systématiquement équipés de lames waterstop sur toute leur hauteur allant jusqu'à 40 m. À de telles profondeurs aucune déviation de perforation le long du porte-joint métallique du panneau n'est permise (photo 6). Aussi les ateliers de perforation ont-ils été équipés du système de navigation Sakso® développé par Solétanche Bachy qui permet de connaître en temps réel la position exacte de l'outil de perforation dans le sol pour procéder si nécessaire à la rectification d'une amorce de déviation.

■ Le choix était le bon : la craie saine est étanche

La science et l'expérience ne dispensent pas d'être modeste devant les caprices possibles de la nature. Bien au contraire elles conduisent à prévoir, pour ne pas être pris au dépourvu, des solutions de rechange au cas où le comportement de l'ouvrage ne serait pas tout à fait conforme aux prévisions.

Pour l'étanchéité de la boîte, le juge de paix est l'essai de pompage. Le débit ne devait pas être supérieur à 100 m³/h. Au cas où cette limite aurait été dépassée, il était prévu de réaliser ce qu'on appelle une « jupe injectée ». Cela consiste à réaliser sous le pied de la paroi moulée un voile injecté qui prolonge l'écran étanche périphérique. L'augmentation des lignes d'écoulement qui en résulte augmente la perte de charge et réduit le débit. Des tubes de réservation verticaux dans la paroi moulée permettent, si le besoin s'en fait sentir, de réaliser une telle jupe injectée. Des prix ad hoc étaient prévus au marché.

L'essai de pompage a donné un résultat aux alentours de 50 m³/h, totalement satisfaisant pour chacun des acteurs :

- pour l'équipe du chantier, car cela valide la qualité de l'exécution de la paroi moulée et des méthodes appliquées;

Photo 3

La centrale de fabrication et de traitement de la boue

Drilling mud production and treatment plant



Photo 4

Manutention d'une cage d'armatures de 36 m de hauteur
Handling a reinforcement cage 36 m high

- pour le client qui fait l'économie de la jupe injectée;
- pour l'équipe d'acquisition commerciale et pour le bureau d'études de l'entreprise qui justifie la pertinence de la variante proposée et la confiance que le client leur a accordée.

■ Des pieux de haute précision

Cette étape importante de la paroi moulée et du rabattement s'étant conclue par un succès, les équipes de Solétanche Bachy Pieux sont entrées en scène et se sont retrouvées seules à orchestrer le ballet des grues; avec également deux ateliers de perforation pour réaliser 112 poteaux profondés et 21 pieux traditionnels en arase basse au fond de fouille, soit 12 m plus bas.

Rappelons qu'un poteau profondé est un élément préfabriqué, en général un profilé métallique, qui est introduit dans un forage de pieu dont seule la base est bétonnée sous le niveau du fond de fouille. L'élément préfabriqué est découvert au cours du terrassement en masse et sert ensuite de poteau pour la structure. La difficulté dans la technique du poteau profondé réside dans la précision du positionnement et de la verticalité de l'élément de structure. Dans le cas d'espèce les poteaux étaient prévus cylindriques en béton armé avec une tolérance de verticalité fixée à 0,5 %.

Pour assurer un alignement encore meilleur ces poteaux profondés ont été réalisés en profilés métalliques qui seront, lors de la phase 2, enrobés dans un cylindre de béton armé parfaitement positionné et réglé.

Pour ces poteaux profondés, le juge de paix sera le récolement effectué à la fin du terrassement : réponse à l'automne 2007.



Photo 5

Quatre toupies bétonnant de concert, pour 500 m³ de béton mis en œuvre par jour
Four ready mix trucks laying concrete together, for 500 cu. M. of concrete placed per day

■ Finir

Restent encore quelques travaux à exécuter et non des moindres dans les prestations de la première phase :

- construire une plate-forme plus basse que l'existante pour permettre la construction du pont et reprendre les charges particulièrement importantes qui circuleront à cet endroit. En effet, le nouveau pont mesure près de 150 m de long et sera livré par voie fluviale en provenance de Belgique, en trois éléments préfabriqués. Chaque élément, pesant près de 800 t, sera repris par des engins de levage Kamag qui rouleront sur cette plate-forme;



Photo 6

Manutention d'un joint CWS de 38 m de hauteur
Handling a CWS joint 38 m high



Photo 7

Vue du chantier depuis la culée du futur pont sur l'île Seguin
View of the site from the abutment of the future bridge
on Seguin island

- terrasser des fouilles de 5 m de profondeur, sous rabattement, pour atteindre les barrettes de fondation du pont et effectuer leur recépage;
- purger les vestiges de construction qui ne manqueront pas d'apparaître à chaque nouveau coup de pelle. Mais le terrassement du parking étant réalisé partiellement en taupe, il est plus intéressant de réaliser ces purges tout de suite et à ciel ouvert quitte à remblayer ensuite pour réaliser la plateforme, plutôt que d'avoir à mettre des brise-roches hydrauliques sous hauteur réduite.

Depuis, les piles et les culées du nouveau pont ont commencé à sortir de terre et le rythme des constructions dans la ZAC va croissant. De nouveaux chantiers éclosent presque tous les mois. Alors que les équipes de Solétanche Bachy qui ont réalisé les fondations du parking Seguin étaient les seules à travailler dans cette ZAC de 74 ha (photo 7), les prochaines trouveront un environnement bien moins désertique lorsqu'elles viendront à l'automne 2007 pour terminer la construction du parking sous le nouveau pont. ■

LES PRINCIPALES QUANTITÉS DE FONDATIONS SPÉCIALES

- Parois moulées et barrettes : 20390 m², épaisseur 0,62 m, 40 m de profondeur maxi
- Pieux préfondés : 115 u

Délais

- 36,5 mois dont :
- 8 mois pour les travaux spéciaux de décembre 2005 à août 2006
- interruption de 12,5 mois pour la construction du pont
- 16 mois pour le génie civil

ABSTRACT

The Seguin "ZAC" mixed development zone in Boulogne Billancourt off to a flying start

M. Yon

The Seguin car park, the first project of the Seguin Rives de Seine "ZAC" mixed development zone, is executed by Solétanche Bachy France with a diaphragm wall 40 m deep and piles and columns cast in drilled shafts. From the middle of the parking area, a bridge will cross over to Seguin Island. The car park earthworks and civil engineering work will be performed by Solétanche Bachy France after the bridge.

RESUMEN ESPAÑOL

Arranque a toda velocidad para la ZAC Seguin en Boulogne Billancourt

M. Yon

El aparcamiento Seguin, primer proyecto de la ZAC Seguin Rives de Seine, se está realizando por Solétanche Bachy France con una pantalla continua de 40 metros de profundidad así como por pilotes y postes prefabricados. Desde el centro de la superficie del parking se construirá un puente para poder unir la isla Seguin. Los movimientos de tierra y la ingeniería civil del parking serán llevados a cabo por Solétanche Bachy France después del puente.

De l'Espace Béthune à la Réunion, l'horizon de Botte Fondations s'ouvre aux grands travaux

Portant sur la réalisation d'une paroi moulée de 390 ml, d'une jupe injectée et de barrettes de sous-pression à 16 m de profondeur, le chantier des fondations de l'Espace Béthune, réalisé par Botte Fondations à Lille pendant l'hiver 2006, intégrait aussi la mise en place des 89 poteaux de grande hauteur indispensables à l'exécution du gros œuvre en top and down. Réalisé en 18 semaines de production seulement alors que le cutter acquis par l'entreprise entrait en action dans le Sud de la France et que de premiers travaux d'envergure étaient lancés à la Réunion, ce chantier très technique marque un nouveau pas en avant de l'entreprise dans le club resserré des leaders des fondations en France.

Parmi les quelque 220 opérations qu'aura exécutées Botte Fondations (groupe VINCI) en 2006, les fondations de l'Espace Béthune (cf. encadré « Espace Béthune, un centre commercial en centre-ville »), réalisées à Lille entre décembre 2005 et avril 2006, sont l'un des plus significatifs par la rapidité d'exécution, la technicité et les moyens mis en œuvre. Pour pouvoir livrer Foruminvest, le maître d'ouvrage, à la fin août 2007, en vue d'une ouverture au public dès l'automne, le groupement de gros œuvre, qui associe Sogea Nord-Ouest et Sogea Nord, a en effet décidé de travailler en top and down, une méthode qui consiste à réaliser les niveaux de superstructures en même temps que la partie souterraine, de plus en plus fréquemment utilisée en centre-ville quand les chantiers ne peuvent recourir aux tirants et aux butons et

doivent être réalisés dans des délais serrés. Effectivement dictée ici par l'impossibilité de « tirer » la paroi périmétrique de la fouille et par la brièveté du délai, cette solution a fortement impacté le lot fondations en lui transférant la mise en place des poteaux de grande hauteur venant supporter la « dalle lierne », plancher butonnant du niveau - 1 du futur bâtiment, au-dessus et au-dessous de laquelle s'est organisé le chantier, soit l'élévation des quatre niveaux de superstructures et la réalisation en taupes des terrassements ainsi que du gros œuvre des cinq niveaux souterrains (photo 1).

Avant même de donner le premier coup de pioche, Botte Fondations aura dû compter, au chapitre des contraintes, avec la situation du chantier, enclavé entre les rues de Béthune, d'Amiens et de la



Thierry Burgaud
Directeur adjoint
Botte Fondations



Jean-Luc Fouillade
Directeur d'exploitation
et responsable
du secteur soutènements
Botte Fondations



Alfred Michel
Directeur de travaux
du chantier de l'Espace
Béthune

© Photos auteurs : Th. Duvivier (Trilogic) -
Photothèque VINCI



Photo 1

Espace Béthune, un centre commercial en centre-ville

Après avoir conquis la périphérie des agglomérations, les centres commerciaux arrivent en centre-ville, où ils ciblent des segments de clientèle sensibles aux produits haut de gamme, voire luxueux. Répandue aux Pays-Bas, d'où est originaire la maison mère de Foruminvest, le maître d'ouvrage de l'Espace Béthune, mais aussi en Belgique et en Italie, la formule progresse en France, où d'autres projets similaires sont à l'étude.

Conçu par le cabinet d'architecte bordelais Pétauud-Létang, spécialisé dans les projets de « revitalisation urbaine », l'Espace Béthune totalisera 49100 m² (Shob) sur cinq niveaux de surfaces commerciales (dont un en sous-sol) et quatre niveaux souterrains de parking (577 places). Offrant de vastes circulations aux piétons, il s'ouvrira rue de Béthune par un immense fronton vitré tendu sur une structure de câbles tandis que ses autres façades, rue d'Amiens et rue de la Rivierette, s'intégreront dans le paysage urbain en se parant de matériaux traditionnels tels la brique, la pierre naturelle, la terre cuite, le zinc prépatiné, etc.

Signé le 28 mai 2005 pour un montant de 41,4 M€, le projet a représenté pour Botte Fondations un contrat de 7,4 M€ à réaliser en 18 semaines de production.

Pour tenir le délai, Botte Fondations a mobilisé six grues de 50 à 120 t pendant quatre mois, ce qui supposait une organisation très minutieuse compte tenu de l'exiguïté du chantier. Au pic d'activité, le rythme de mise en place était de deux poteaux « préfondés » par jour

To meet the deadline, Botte Fondations deployed six cranes of 50- to 120-tonne capacity during four months, which implied very detailed organisation given the cramped site space. At peak activity, two columns were installed in drilled shafts each day

SOLS ET FONDATIONS

De l'Espace Béthune à la Réunion, l'horizon de Botte Fondations s'ouvre aux grands travaux

Photo 2

Réalisation de la paroi moulée au droit des bâtiments existants
Construction of the diaphragm wall at the level of the existing buildings



Rivierette, dans le quartier piéton et commerçant de l'hyper-centre de Lille. Une réflexion logistique pour l'approvisionnement du matériel et des matériaux et l'évacuation des déblais s'imposait puisque, en pic d'activité, pas moins de 130 camions devaient entrer et sortir chaque jour du chantier. Parallèlement, d'autres mesures d'organisation ont dû être prises pour limiter les nuisances (circulation, bruit) occasionnées aux riverains. Sur ce chantier très en vue, l'activité commençait ainsi à 7h00 du matin pour se terminer à 20h00.

■ 30 m pour atteindre les marnes grises étanches

Les équipes de fondations ont enfin dû tenir compte de la présence de divers bâtiments, dont certains nécessitaient des confortements préliminaires (c'était notamment le cas d'une façade classée) en bordure immédiate du chantier. Sur le site, un terrain vague de 5600 m², des sondages avaient par ailleurs décelé la présence d'un ancien collecteur, le canal des Hybernois, des vestiges de remparts de Vauban (XVII^e siècle) ainsi que d'anciens pieux et d'anciens tirants. « *Le sous-sol, très médiocre dans les couches superficielles composées de remblais limoneux puis de tourbe noire, nécessitait de descendre à 24 m pour atteindre les horizons porteurs et même à 30 m pour l'injection de la jupe* », explique Alfred Michel, le directeur du chantier. Après purge du terrain, aménagement de la plateforme de forage, à 16.60 NGF¹ (légèrement sous le niveau du terrain naturel), et réalisation des murettes guides, deux ateliers de forage (HS 855 et HS 843), servis par deux grues de 50 et de 80 t pour la mise en place des ferrillages ainsi qu'une unité de fabrication de boue (30 m³/h) et deux dessableurs (100 m³/h) sont entrés en action en deux postes pour réaliser entre le

1. NGF : Nivellement général de la France.



Photo 3

Levé par une grue de 120 t, le poteau « préfondé » avec ses aciers en attente en pied est approché de la fouille où il va être assemblé aux armatures de la barrette de fondation

Lifted by a 120-tonne crane, the drilled-shaft column, with its rebars ready at the base, is moved closer to the excavation where it will be joined to the foundation barrette reinforcements

12 décembre 2005 et le 27 février 2006 les 390 ml (8600 m²) de paroi moulée périmétrique. Dans un second temps, afin d'assurer l'étanchéité entre la base de la paroi, haute de 21 à 24 m, et la couche de marnes grises, une jupe injectée a été réalisée en pied de paroi sur quelque 6 m de hauteur par l'intermédiaire de 280 réservations dans la paroi moulée (photo 2). Dès janvier, avant même l'achèvement complet de ce lot, deux nouveaux ateliers (foreuses HS 855) et une grue de 120 t pour la manutention entraient en scène pour l'exécution des 84 barrettes de sous-pression et la mise en place des 89 poteaux préfabriqués, dits poteaux préfondés.

Exécutées à une profondeur de -16 m, les barrettes de sous-pression sont des éléments isolés de fondation de 0,80 x 2,80 m destinés à reprendre les efforts de sous-pression exercés sur le radier. Quant aux poteaux préfondés, ils supportent la dalle lierne et l'ensemble de la structure. Longs de 15 m et lourds de 20 t, ces poteaux préfabriqués à Nèfles (Pas-de-Calais), devaient être assemblés, en pied, à leur cage d'armatures de fondation, avant d'être mis en place et bétonnés. En tête, ils recevaient une rehausse métallique provisoire, puisque la

mise en place s'opérait depuis la plate-forme de travail, 3 m au-dessus du niveau de la dalle lierne (photo 3).

■ Une batterie d'instruments pour un positionnement rigoureux

« Le réglage des poteaux préfondés, qui s'opérait sous 16 m de bentonite, a incontestablement représenté le défi du chantier, commente Alfred Michel, car les tolérances longitudinales imposées par les normes d'espacement des places de parking ne dépassaient pas ± 5 cm au niveau du plancher inférieur, et celles d'altimétrie 1 cm. » Pour garantir une parfaite exécution de ces points délicats, un jeune ingénieur ainsi qu'un géomètre étaient présents en permanence sur le chantier, et plusieurs systèmes d'instrumentation ont par ailleurs été utilisés pour assurer un positionnement précis.

Le premier, équipant la benne de forage, est un système émetteur-récepteur, le Taraben, qui permet de visualiser les écarts et déviations de la benne par rapport aux données théoriques du forage, et de les rattraper en actionnant les *flaps* de redressement qui équipent la benne.

Le deuxième, dénommé Kodon, est un système de sonar semblable à ceux utilisés pour la reconnaissance des fonds marins et il était mis en place dans la fouille à l'aide d'un treuil. Grâce à lui, un réglage fin du poteau et de sa cage d'armatures dans le forage pouvait être obtenu, le cas échéant en employant des systèmes de cales, avant le bétonnage (photo 4).

Le troisième dispositif, spécialement développé pour ce chantier, a aidé à caler l'altimétrie des cages d'armatures des barrettes de sous-pression avec une précision de l'ordre du centimètre. Enfin, un inclinomètre et un théodolite ont permis de s'assurer de l'inclinaison de l'ensemble cage d'armature-poteau-rehausse, le second de vérifier l'axe et l'altimétrie du poteau au niveau de la plate-forme de forage.

« Pour se faire une idée de ce qu'a été ce chantier, qui a mobilisé, outre les machines, deux conducteurs de travaux, quatre chefs de chantier et une quarantaine de compagnons, poursuit Alfred Michel, il ne faut pas perdre de vue que ces réglages minutieux étaient réalisés de concert avec les opérations de forage, de bétonnage et de remblaiement des fouilles et que le maillage croisé très serré des barrettes et des poteaux ne dépassait pas 4 m, entraînant une cohabitation de machines peu commune sur le terrain et assez évidente sur certaines photos. » Moins visibles, d'autres données ont accentué le côté challenge du chantier, telles les conditions climatiques hivernales, qui ont rapidement rendu difficiles les déplacements sur la plate-forme de travail... ou encore les manifestations anti-CPE du printemps, qui n'ont pas contri-



Photo 4

Pupitre du Kodon. L'utilisation de cet instrument, relié à un sonar descendu dans la fouille au moyen d'un treuil, ainsi que d'autres systèmes – Taraben, inclinomètre, théodolite, etc. – a permis de respecter les exigences très rigoureuses de placement des poteaux préfondés et des barrettes de sous-pression

Kodon console. By using this instrument, connected to a sonar lowered into the excavation by means of a winch, and other systems such as the Taraben device, inclinometer and theodolite, it was possible to comply with the very stringent requirements for placing the drilled-shaft columns and the barrettes to resist uplift forces

ESPACE BÉTHUNE : LES DONNÉES DU CHANTIER

Paroi moulée

- Linéaire : 390 m
- Épaisseur : 0,62 m
- Profondeur de forage maxi : 23,60 (- 5.00 NGF)
- Surface forée : 8600 m²
- Volume de béton : 5 170 m³
- Armatures : 415 t
- Principales machines utilisées : foreuses HS 855 et HS 843, grues de 50 et de 80 t

Jupe injectée

- Nombre de forages : 280
- Profondeur : - 7 m sous le pied de la paroi
- Surface traitée : 2800 m²
- Machine utilisée : DCH 218

Barrettes de sous-pression

- Nombre : 84
- Épaisseur : 0,80 m
- Profondeur maxi : 28 m
- Surface forée : 6 100 m²
- Volume de béton : 2 150 m³
- Armatures : 260 t
- Machine utilisée : HS 855

Barrettes de poteaux préfondés

- Nombre : 89
- Épaisseur : 1,00 m
- Profondeur maxi : 30 m
- Surface forée : 6500 m²
- Volume de béton : 2850 m³
- Armatures : 180 t
- Machines utilisées : HS 855 instrumentées avec Taraben, HS 885 (120 t) en manutention, système Kodon

SOLS ET FONDATIONS

De l'Espace Béthune à la Réunion, l'horizon de Botte Fondations s'ouvre aux grands travaux

Photo 5

Le premier chantier de paroi moulée réalisé par Botte Fondations avec le cutter a été celui du parking de la Valette du Var

The first diaphragm wall project carried out by Botte Fondations with the cutter was the Valette du Var parking lot



Photo 6

À la Réunion, où se déroulent de très importants travaux d'aménagement routiers et portuaires, Botte Fondations prend part à la création d'un quai à vocation industrielle au Port-Est, dans le nord de l'île

On Reunion Island, where major road and port development works are being carried out, Botte Fondations takes part in the creation of a dock for industrial use at Port-Est, in the north of the island



bué à faciliter l'accès des camions au chantier. Quoi qu'il en soit, conformément à l'objectif, le chantier a été livré aux équipes de terrassement et de gros œuvre le 17 avril.

■ « 20 ans et rien à envier aux leaders du secteur »

Significatif de ce que veut être aujourd'hui Botte Fondations – une entreprise qui prépare ses opérations avec soin, capable de mobiliser d'importants moyens matériels, d'assurer des prestations de qualité et de respecter ses délais –, le chantier de l'Espace Béthune ne met paradoxalement pas en valeur la plus récente de ses technologies. « Début 2006, l'entreprise a fait l'acquisition d'un cutter, une foreuse de paroi moulée de grand gabarit (30 t) dont le corps, équipé de roues dentées peut s'attaquer aux terrains rocheux », indique Jean-Luc Fouillade, directeur d'exploitation et responsable du secteur soutènement. Depuis que l'entreprise en est dotée, la technique a été employée sur plusieurs chantiers en région Sud, tels le parking de la Valette du Var, et l'ensemble de bureaux et parkings du programme Espercieux, à Marseille (photo 5).

« Botte Fondations n'a désormais rien à envier aux leaders du secteur, et pour son vingtième anniversaire elle accède aux grands travaux avec la capacité et la volonté de les traiter seule », commente Thierry Burgaud, le directeur adjoint de Botte Fondations. Cette ambition tournée vers l'avenir est aussi l'aboutissement d'un chemin qui a vu le chiffre d'affaires de la société passer de 12,5 M€ en 1996 à 37 M€ en 2000 et à 64 M€ en 2004 pour se situer entre 90 et 95 M€ en 2006, soit un bond de 40 % par rapport à 2005. Confortée par l'entrée en scène du cutter, cette explosion de l'activité concerne en fait l'ensemble des techniques de fondations proposées par l'entreprise – pieux, paroi moulée, injections, tirants, soutènements et fondations de pylônes et d'éoliennes – « mises en œuvre de Lorient à Monaco, et que nous espérons étendre bientôt de Lille à Saint-Jean-de-Luz », note Jean-Luc Fouillade.

■ Des initiatives pour assurer l'avenir

Portée par la demande, équipée d'un riche parc matériel, l'entreprise doit redimensionner ses moyens humains : de jeunes ingénieurs ont été recrutés pour seconder les conducteurs de travaux sur les chantiers et 40 nouveaux collaborateurs (soit 12 % de l'effectif total) ont été embauchés depuis le début 2006.

« Malgré nos efforts, nous avons toujours un temps de retard sur les besoins, constate Thierry Burgaud, et

même si cela ne transparait pas dans les résultats, la difficulté de recruter freine notre développement. » Dans un secteur où toutes les entreprises sont très demandeuses, Botte Fondations s'interroge donc sur les moyens de développer son attractivité et prend part à l'élaboration de formations susceptibles de répondre à l'attente de progression des jeunes vers des postes d'encadrement.

Le dernier volet de la réflexion engagée concerne la pérennité de l'entreprise, car le contexte aujourd'hui très porteur ne garantit pas contre les effets d'un brutal retournement de conjoncture. « Dans les fondations, en France, nous avons affaire à des cycles d'activité à très court terme et notre carnet de commande n'excède pas six mois, indique Thierry Burgaud. Cela nous a conduits à rechercher des affaires de plus long terme permettant de mieux lisser notre activité, et nous les avons notamment trouvées à l'export, dans le cadre de synergies développées avec VINCI Construction Grands Projets. » Après une première opération outre-Manche en 2004, Botte Fondations a accosté cette année à la Réunion pour réaliser trois chantiers – paroi moulée au Port-Est, micropieux sur la route des Tamarins, tirants au Port-Ouest pour un montant global de 19 M€. Au-delà, toujours avec sa société sœur de VINCI Construction, elle a posé de nouveaux jalons vers l'avenir en intégrant les groupements candidats de plusieurs projets de métro (Le Caire, Tel Aviv, Alger) pour la réalisation des parois moulées des stations en tranchée couverte (photo 6). ■

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maître d'ouvrage

Foruminvest France Béthune SCI

Maître d'œuvre

Cabinet Pétauud-Létang et Proganor

Entreprise générale

Groupement Sogea Nord et Sogea Nord-Ouest

Entreprise spécialisée

Botte Fondations

• **Montant du projet** : 34 M€ (gros œuvre) et 7,4 M€ (fondations)

ABSTRACT *From Espace Béthune to Reunion Island, the horizon of Botte Fondations opens up to major works projects*

Th. Burgaud, J.-L. Fouillade, A. Michel

The foundation project for Espace Béthune, executed by Botte Fondations in Lille during the winter of 2006, involved the construction of a diaphragm wall 390 metres long, a cement-grouted perimeter wall and barrettes to resist uplift forces at a depth of 16 m. It also involved installing 89 very high columns required for execution of structural work by the up-down method. Carried out in only 18 weeks' production at a time when the cutter acquired by the company was going into action in southern France and the first large-scale works were being started on Reunion Island, this highly technical project marks a new step forward for the company in the very small club of leaders in the foundations sector in France.

RESUMEN ESPAÑOL *Desde el Espace Béthune hasta La Reunión, el horizonte de Botte Fondations se abre a los grandes trabajos*

Th. Burgaud, J.-L. Fouillade y A. Michel

Incluyendo la ejecución de una pantalla continua de 390 metros lineales, de una falda inyectada y de presillas de subpresión a 16 metros de profundidad, la obra de los cimientos del Espace Béthune, realizado por Botte Fondations en Lille durante el invierno 2006, también integraba la implantación de los 89 soportes de gran altura indispensables para la ejecución de la obra gruesa en top and down. Llevada a cabo en solo 18 semanas de producción mientras que el cutter adquirido por la empresa entraba en acción en el Sur de Francia y que se iniciaban en La Reunión los primeros trabajos de envergadura, esta obra sumamente técnica viene a señalar un nuevo paso hacia delante de la empresa en el restringido club de los líderes de las cimentaciones en Francia.

Des barrettes recépées avec dans une usine d'Airbus

Le procédé Recépieux est maintenant d'un usage courant pour le recépage de pieux. Il est transposable aux barrettes et parois moulées. Son application sur la première phase de la construction de massifs de fondations pour machines-outils dans l'usine d'Airbus de Saint-Nazaire est un essai en vue de la validation du procédé pour la seconde phase. Celle-ci sera en effet réalisée alors que les premières machines-outils seront en production. Les tolérances d'usinage sur les machines-outils en fonctionnement sont très sévères ce qui interdit les vibrations lors de la construction des nouveaux massifs de fondations. Ainsi, le recépage des barrettes ne pouvait-il être envisagé classiquement avec un brise-roche hydraulique. Le recours au procédé Recépieux a également pallié l'inconvénient de l'exiguïté du site, puisque la plus grande partie du dispositif a été installée dans les cages d'armatures lors de leur préfabrication en usine.

■ Présentation du projet

Airbus installe de nouvelles machines-outils dans son usine de Saint-Nazaire. Ces machines sont installées à l'intérieur d'un bâtiment existant dont le tirant d'air est de 9 m.

Pour fonctionner correctement, ces machines ne doivent être soumises à aucune vibration extérieure. Elles reposent donc sur une dalle portée par un réseau de barrettes dont les grands axes sont orientés dans deux directions perpendiculaires, de manière à absorber des vibrations venant de n'importe quel azimut.

La mise en route progressive de ces machines implique que la construction des fondations des dernières machines interviendra alors que les premières seront déjà en exploitation. Les méthodes de construction doivent donc être sélectionnées en fonction du niveau de vibrations qu'elles génèrent. La première phase de construction, alors même que les vibrations ne sont pas encore une gêne, sert de banc d'essai et permet de valider les méthodes choisies.

Pour le lot fondations spéciales, les activités qui génèrent des vibrations sont :

- la démolition du dallage au droit des barrettes à exécuter;
- l'excavation de l'ancrage des barrettes dans le substratum rocheux;
- le recépage des barrettes.

La démolition des dallages se fait par sciage préalable sur 15 cm suivi d'une démolition au brise-roche hydraulique. Des mesures de vibrations ont montré que les vibrations générées en procédant ainsi restaient acceptables.

L'excavation des barrettes à la benne à câbles n'ayant nécessité aucun trépannage n'a donc pas généré de vibrations.

Pour la phase de recépage des barrettes il a été décidé de faire appel au procédé Recépieux en lieu et place du traditionnel brise-roche hydraulique. Une procédure d'utilisation de Recépieux spécifique a été mise au point.

Rappelons, pour les non-spécialistes, que le recépage est l'opération qui consiste à enlever, en tête d'un élément de fondation spéciale bétonné par le fond tel qu'un pieu, une barrette ou une paroi moulée, le mauvais béton que l'on fait à dessein remonter au-dessus de la cote d'arase définitive. La méthode traditionnelle consiste à casser ce béton au brise-roche hydraulique.

■ Le procédé Recépieux

Il consiste dans un premier temps, comme souvent pour les autres méthodes de recépage, en un gainage des armatures et des tubes soniques sur la hauteur à recéper. Le gainage empêche l'adhérence du béton sur

Photo 1

Flacon Recépieux recevant l'agent expansif
Recépieux container receiving the expanding agent



LES PRINCIPALES QUANTITÉS

- Barrettes : 56 unités de 2,80 m x 0,52 m de section et de 8 à 10 m profondeur
- Armatures : 50 t
- Tubes soniques : 3000 m
- Recépieux : 672 flacons

précision et sans vibrations



Hervé Duplaine
Responsable
d'exploitation
Balineau SA

Dominique Fonfrede
Directeur
Recépieux SARL

les aciers sur la hauteur à recéper ultérieurement. Il est alors plus facile d'extraire les éléments de béton.

On fixe ensuite des platines sur le dernier cadre de la cage d'armatures. Ce cadre doit être positionné 4 cm sous le niveau de recépage visé. Les platines permettent de positionner des flacons en plastique de forme spécifique brevetée destinés à recevoir un agent expansif (photo 1). Les flacons contiennent une bille en bois d'un diamètre de 40 mm. Des tubes en PVC suffisamment long pour remonter au niveau de la plate-forme de travail permettront ultérieurement de remplir les flacons avec l'agent expansif.

La cage étant ainsi équipée on procède à sa descente dans l'excavation puis au bétonnage.

Il faut attendre un minimum de 3 jours après bétonnage. Au moment du recépage on vient remplir les flacons avec un agent expansif, depuis la surface par les tubes. La bille en bois flotte et vient obturer le goulot du flacon. Sous l'effet de la réaction chimique déclenchée par l'hydratation de l'agent expansif, le flacon se comporte alors comme un vérin perdu. L'expansion produit une force verticale de 30 t par flacon qui déclenche la rupture du béton par traction. Cette rupture est guidée par la forme en coin du flacon, de manière à se produire dans un plan horizontal. Contrairement à ce que l'on constate avec d'autres procédés, il ne se produit aucun réseau de microfissures au-dessous de la zone à recéper. Utilisant la théorie de l'endommagement de Mazars pour une simulation numérique, le professeur Winyecki de la société Géonumérique a corroboré par le calcul l'absence constatée de microfissuration dans la partie utile de la fondation.

Comme l'adhérence entre les armatures en attente et le béton à recéper est neutralisée par les gaines, il n'y a plus qu'à soulever le bloc de béton par les anses que l'on aura pris soin d'y incorporer lors du coulage. Le recépage est ainsi réalisé sans choc ni vibration, supprimant au passage bon nombre de nuisances, sources de pollution et d'accidents du travail.

■ Application au chantier de l'usine Airbus à Saint-Nazaire

En raison de l'exiguïté du site, un maximum de tâches a été réalisé à l'extérieur. Ainsi, les cages d'armatures ont-elles été préfabriquées en usine et livrées sur le chantier montées, soudées et équipées de leurs tubes soniques.

Il a été demandé au fabricant d'armatures de mettre également en place en usine les éléments du dispositif Recépieux. Mais la flexibilité des cages n'a pas permis de tout réaliser en usine. On s'est limité au gainage des armatures et des tubes soniques et à la pose des platines

(photo 2). Les flacons et leurs tubes plastiques de remplissage ont été installés sur place de crainte qu'ils ne soient endommagés lors de la manutention.

Chaque cage était munie de 12 flacons. La hauteur de recépage était de 0,50 m et la cote de fin de bétonnage à 0,20 m sous le niveau des murettes guides.

Quand les barrettes étaient prêtes à être bétonnées, les cages étaient descendues dans le forage avec leur équipement Recépieux (photo 3). Cet équipement était complété par un ceinturage de la partie à recéper par



Photo 2
Éléments du dispositif de recépage montés en usine de fabrication des cages d'armatures
Components of the cutting-off system assembled in the reinforcing cage production plant



Photo 3
Introduction dans une barrette de sa cage équipée du dispositif Recépieux et d'un ceinturage facilitant le mouvement ascendant du béton
Inserting a cage equipped with the Recépieux system in a barrette and strapping to facilitate the concrete's upward movement

une feuille de polypropylène alvéolé. Cette feuille a été ajoutée afin de désolidariser la tête de la barrette des murettes guides pour autoriser le léger mouvement vertical nécessaire à la propagation de la fissure horizontale générée par l'expansion des flacons.

Actuellement, le recépage de deux tiers des barrettes a déjà été réalisé avec succès. Pour le troisième tiers la coupure a été créée mais le bloc de béton détaché a été laissé en place en attendant. À noter que la coupure peut être réalisée sans limite de temps, passé le délai de durcissement minimal de 3 jours après le bétonnage.

■ Bilan

Pour des ouvrages linéaires et dans le cas particulier de ce chantier, le procédé s'est révélé légèrement plus cher que le recépage traditionnel au brise-roche hydraulique, avec, en contrepartie, les avantages suivants :

- qualité de recépage;
- rapidité d'exécution;
- simplicité;
- absence de nuisances (vibrations, bruit, poussière...).

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maître d'ouvrage

Airbus France - Saint-Nazaire

Maître d'œuvre

Serba - Nantes

Lot fondations spéciales

Balineau SA

Armateur

Bretagne Pays de Loire (groupe Allians)

Recépage

Recépieux SARL

Mesures de vibrations

APC

ABSTRACT

Barrettes cut off precisely without vibration in an Airbus plant

H. Duplaine, D. Fonfrede

The Recépieux process is now in common use for cutting off piles. It is transposable to barrettes and diaphragm walls. Its application in the first phase of construction of machine tool foundation blocks in the Airbus plant in Saint-Nazaire is a test with a view to validation of the process for the second phase, which will be carried out when the first machine tools are in production. The machining tolerances on machine tools in service are very stringent, which means there must be no vibration during construction of the new foundation blocks. Accordingly, conventional barrette cutting-off with a hydraulic rock breaker could not be considered. Use of the Recépieux process also overcame the drawback of cramped space on site, because most of the system was installed in the reinforcing cages during their pre-fabrication in factory.

RESUMEN ESPAÑOL

Presillas desmochadas con toda precisión y sin vibraciones en una planta de Airbus

H. Duplaine y D. Fonfrede

El procedimiento « Recépieux » se utiliza actualmente a menudo para desmochar un pilote. Este procedimiento se puede aplicar para las presillas y pantallas continuas. Su aplicación en la primera etapa de la construcción de macizos de cimentaciones para máquinas herramienta en la planta de Airbus en Saint-Nazaire constituye un ensayo con objeto de validar el procedimiento para la segunda etapa. Efectivamente, la segunda etapa será realizada mientras que las primeras máquinas herramienta se encontrarán en producción. Las tolerancias de mecanizado en las máquinas herramienta en funcionamiento son sumamente severas lo que impide las vibraciones en el momento de la construcción de los nuevos macizos de cimentaciones. De este modo, el desmochado de las presillas únicamente se podía vislumbrar de forma convencional mediante un rompa rocas hidráulico. El recurso al procedimiento « Recépieux » también ha permitido atenuar el inconveniente de la exigüidad del emplazamiento, dado que la mayor parte del dispositivo se ha instalado en las cajas de armaduras durante su prefabricación en fábrica.

Utilisation du procédé Trenchmix® pour la réalisation d'écrans étanches

Toujours à la pointe de l'innovation, Solétanche Bachy a développé le procédé Trenchmix®, basé sur le mélange du sol en place avec un liant, qui s'inscrit dans une logique de développement durable.

Cette nouvelle technique peut être mise en œuvre aussi bien pour des projets de fondations et d'amélioration de sol que pour la réalisation de coupures étanches de faible à moyenne profondeur.

Après avoir rappelé les principaux avantages de la technique avec laquelle Solétanche Bachy a déjà réalisé plus de 21000 m² à usage de fondations, l'article présente les dernières applications du Trenchmix® dans le domaine des coupures étanches sur trois chantiers différents totalisant 28000 m².

■ Trenchmix® : un procédé de soil-mixing efficace à faible profondeur

Le procédé Trenchmix® permet de réaliser dans le terrain des éléments linéaires de sol traité par mélange *in situ* du terrain en place avec un matériau d'apport. Il appartient à la famille des procédés de soil-mixing comme le CSM (Cutter Soil Mixing) ou le jet-grouting. Le Trenchmix® se distingue essentiellement par le matériel d'exécution et par la profondeur limitée que ce matériel peut atteindre (photo 1).

Dans le cas du Trenchmix®, les tranchées sont réalisées au moyen d'un outillage spécifique de type tran-

cheuse à chaîne spécialement conçue par Mastenbroek selon le cahier des charges de Solétanche Bachy pour ne pas extraire le terrain, incorporer un liant et effectuer le mélange du sol en place avec le liant. Tout est contrôlé par enregistrement des paramètres d'exécution.

Le procédé génère très peu ou pas de déblais, ce qui est un facteur essentiel tant pour limiter le coût que pour respecter l'environnement.

Le matériau d'apport est introduit dans la tranchée pendant le tranchage (figure 1). On peut procéder aussi bien par voie sèche en introduisant un liant pulvérulent ou granulaire, que par voie humide en incorporant, par exemple, un coulis bentonite-ciment préparé sur le chantier. Il est possible d'incorporer des réactifs de dépollution pour traiter des zones contaminées.

La technologie du matériel à chaîne limite la profondeur à une dizaine de mètres actuellement. Cette profondeur est suffisante pour de nombreuses applications. Les applications principales sont soit des fondations (figure 2) s'apparentant aux techniques d'amélioration



Bruno Renoud-Lias
Chef de projets
Solétanche Bachy



Emmanuel Ollier
Chargé d'affaire
Solétanche Bachy



Jean-Jacques Kachrillo
Directeur général adjoint

Sol Environment
(groupe Solétanche Bachy)

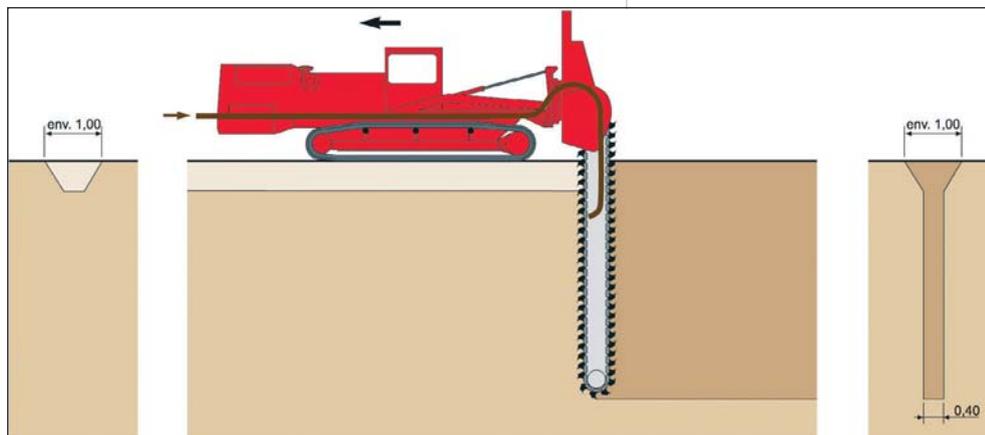


Figure 1

Principe du Trenchmix®
Trenchmix® schematic

Photo 1

Machine Mastenbroek adaptée pour le Trenchmix®
Mastenbroek machine adapted for Trenchmix®

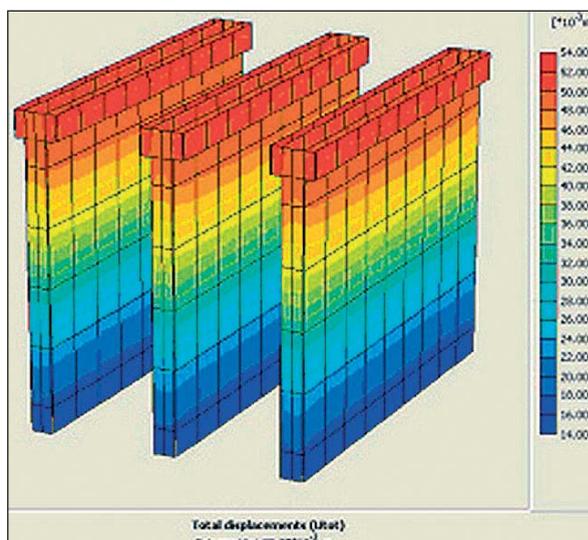


Figure 2

Application en fondations.
Étude de déformation sous charge verticale répartie
Foundation application. Study of deformation under a distributed vertical load

SOLS ET FONDATIONS

Utilisation du procédé Trenchmix® pour la réalisation d'écrans étanches



Figure 3

Application en écran étanche pour confinement de décharge

Watertight barrier application for landfill containment



Photo 2

Lège - Cap Ferret : vue aérienne du CET de Lège Cap Ferret

Lège - Cap Ferret : aerial view of the Lège Cap Ferret landfill centre

Photo 3

Lège - Cap Ferret : réalisation de la coupure étanche en Trenchmix®

Lège - Cap Ferret : execution of the Trenchmix® cutoff



de sol ou encore des soutènements provisoires, soit des écrans étanches (figure 3) qui dans certains cas remplacent avantageusement les parois au coulis. C'est de cette application pour réaliser des écrans étanches qu'il est question dans cet article décrivant trois chantiers réalisés en 2006.

■ Confinement de la décharge de Lège - Cap Ferret (Gironde)

La COBAN (Communauté de Communes du Bassin d'Arcachon Nord), ayant décidé de fermer le centre de stockage de déchets de Lège - Cap Ferret, a mis en place un programme de réhabilitation du site. Ce centre de stockage est situé à moins de 1 km du bassin d'Arcachon; la protection de la ressource hydraulique était donc un objectif prioritaire (photo 2).

Le programme de réhabilitation comprenait une paroi étanche de profondeur 10 m associée à un système de puits de pompage ainsi que d'importants travaux de reprofilage des déchets et de couverture du site. C'est le groupement Ikos - Sol Environment qui a remporté le lot paroi-puits.

La réalisation de la paroi prévue à 10 m de profondeur a fait l'objet d'une variante consistant à proposer à la place d'une paroi au coulis classique, une paroi en

Photo 4

Lège - Cap Ferret : vue de la coupure étanche en Trenchmix® dégagée

Lège - Cap Ferret : uncovered view of the Trenchmix® cutoff



Photo 5

Viviez : réalisation de la coupure étanche en Trenchmix®
Viviez : execution of the Trenchmix® cutoff

béton de sol réalisée selon le procédé Trenchmix® (photo 3).

La profondeur requise a nécessité de modifier le mât et la chaîne de la trancheuse Mastenbroek 50-60, qui ont été rallongés pour atteindre la profondeur de 10 m.

Cette profondeur reste à ce jour le maximum atteint avec le procédé Trenchmix®.

Compte tenu de la profondeur de cet écran, la méthode humide a été retenue avec, comme matériau d'apport, un coulis bentonite-ciment.

Le malaxage soigné des terrains a permis d'atteindre sans difficultés la perméabilité requise inférieure à 10^{-8} m/s (photo 4).

Sur le plan économique, les performances mécaniques de la trancheuse permettent d'atteindre des rendements élevés lorsque les terrains sont préalablement correctement purgés des obstacles. Les obstacles sont fréquemment présents dans les sites industriels ou autour des centres d'enfouissement. La méthode d'exécution permet de ne produire qu'un minimum de déblais et cette particularité est très intéressante lorsque les sols sont pollués, ce qui était le cas à Lège, comme dans de nombreux projets environnementaux.

■ Écran étanche en site pollué à Viviez (Aveyron)

Les travaux se sont déroulés sur le site de l'usine Umicore sur la commune de Viviez (12). Ils font partie d'un vaste projet de réhabilitation du site appelé à durer une dizaine d'années. Les travaux réalisés par Sol Environment consistaient à construire un écran étanche sur 180 m de longueur, depuis la surface jusqu'à une profondeur de 6 m permettant son ancrage dans le socle altéré, l'épaisseur étant de 0,40 m et la perméabilité de 10^{-8} m/s.

L'écran étanche a été complété par une tranchée drainante, de profondeur variable entre 3,50 m et 4,50 m, équipée de deux puits de pompage. Cette tranchée drainante assure l'interception totale des polluants produits par le lessivage du crassier à l'amont et il empêche la nappe de se charger encore plus en polluants au contact des terres en aval. Les eaux contaminées sont acheminées vers deux puits de pompage par l'intermédiaire d'un drain installé en pied de la tranchée drainante. Les eaux polluées sont traitées dans une station de traitement qui existait déjà sur le site et sont ensuite rejetées sur le terrain naturel.

Pour la réalisation de l'écran étanche c'est la méthode sèche qui a été retenue. Une prétranchée de dimension adéquate a été réalisée pour recevoir le ciment et pour compenser l'augmentation de volume lié à l'ajout d'eau lors de la confection du mélange (photo 5).

Préalablement aux travaux, une purge complète des



Photo 6

Viviez : réalisation de la paroi drainante avec la trancheuse équipée pour incorporer le matériau filtrant
Viviez : execution of the draining wall with the trencher equipped to incorporate the filter material

anciennes constructions du site, comprenant des cuves enterrées et diverses fondations, avait été effectuée.

Après reconfiguration de la trancheuse, la tranchée drainante parallèle à la paroi a été creusée (photo 6). L'ouvrage a été mis en service en juin 2006 après installation des puits de pompage. Environ $5 \text{ m}^3/\text{h}$ sont pompés vers la station de traitement ce qui correspond à la quantité en fonctionnement normal telle qu'elle avait été estimée. L'ouvrage est dimensionné jusqu'à $20 \text{ m}^3/\text{h}$ en cas de crue.

■ Digue de protection du village d'Hauconcourt (Moselle)

Le village d'Hauconcourt, situé à quelques kilomètres au nord de Metz est, de façon récurrente, inondé par les crues de la Moselle.

Les études menées par Sogreah Consultant pour le compte de la commune d'Hauconcourt ont abouti au projet d'une digue ceinturant complètement le village. Cette digue de près de 3,5 km de longueur est constituée pour l'essentiel d'un remblai en argile compactée de 3 m de hauteur en moyenne, de 12 m de largeur en pied pour 3 m de largeur en tête. Là où la configuration du site ne le permettait pas, par exemple en présence d'obstacle ou parce que l'emprise au sol était insuffisante, on a substitué au remblai des murs préfabriqués en L. Ces travaux ont été réalisés par l'entreprise Stradest.

SOLS ET FONDATIONS

Utilisation du procédé Trenchmix® pour la réalisation d'écrans étanches

Photo 7

Hauconcourt, écran étanche sous la digue : épandage du liant dans la prétranchée

Hauconcourt, watertight barrier under the dyke : spreading binder in the preliminary trench



Photo 8

Hauconcourt, écran étanche sous la digue : exécution de la coupure étanche à 6 m de profondeur

Hauconcourt, watertight barrier under the dyke : execution of the cutoff at a depth of 6 m



Compte tenu de la nature des terrains situés sous la digue à construire, constitués de 2 m à 3 m de limons de surface, puis de 3 m de graviers perméables surmontant des marnes imperméables, les crues prolongées de la Moselle peuvent être à l'origine de remontées de nappe importantes.

Pour pallier ce problème il a été décidé de réaliser, sur tout le périmètre de la digue et avant mise en place des remblais, un écran étanche ancré dans les marnes imperméables. La profondeur de cet écran est comprise entre 5,0 m et 6,2 m.

L'exécution de l'écran initialement prévue en paroi au coulis bentonite-ciment de 0,60 m d'épaisseur et de perméabilité $k < 0,5 \cdot 10^{-7}$ m/s a été sous-traitée par Stradest à Solétanche Bachy France sur la base d'une variante en Trenchmix®. Ce procédé a permis de réaliser dans le terrain en place un écran de sol-ciment dont les caractéristiques étaient supérieures à celles imposées au marché soit $R_c > 5$ bars, $k < 3 \cdot 10^{-7}$ m/s. On a utilisé la méthode par voie sèche (photo 7).

Avant mise en œuvre du procédé, des essais de laboratoire et un plot d'essai *in situ* en vraie grandeur ont été réalisés de manière à valider les incorporations de ciment ainsi que l'énergie et les temps de malaxage nécessaires à la qualité de l'écran. À la suite du plot d'essai un élément témoin d'écran Trenchmix® a été dégagé afin de contrôler la qualité et l'homogénéité du mélange.



Photo 9

Hauconcourt, station d'épuration : tête de l'enceinte en Trenchmix® et marquage en rouge de la surface à excaver
Hauconcourt, sewage plant : Trenchmix® enclosure head and red marking of the area to be excavated

Au total ce sont près de 20000 m² d'écran d'étanchéité qui ont été réalisés entre le 22 juin et le 25 juillet 2006. Les résultats des contrôles effectués ont donné des valeurs systématiquement supérieures aux objectifs du marché (photo 8).

Les travaux d'endiguement du village d'Hauconcourt comprenaient également la réalisation d'une nouvelle station d'épuration. Bien que de petites dimensions, cette nouvelle station d'épuration impliquait la réalisation d'une excavation de 20 m x 8 m à plus de 4 m de profondeur dans les alluvions de la Moselle soit à environ 3 m sous le niveau de la nappe phréatique. Solétanche Bachy a réalisé une enceinte en Trenchmix® de dimensions légèrement supérieures à celles de l'excavation à réaliser qui a permis d'effectuer ces travaux en toute sécurité (photos 9 et 10).

■ Conclusions

Les principaux avantages du procédé Trenchmix® sont les suivants :

- plus économique que la paroi au coulis;
- délai de réalisation plus court;
- pas de déblais humides à évacuer en décharge, donc pas de circulation de camions, pas de problèmes d'entretien des voiries et des plates-formes de travail;
- pas de déblais pollués à traiter en cas de travaux en zone polluée;
- méthode écologique tant par l'absence de déblais que pour les économies d'énergie, d'eau et de liant qu'elle permet.

Les performances sont garanties par des procédures de contrôle systématique :



Photo 10

Hauconcourt, station d'épuration : réalisation du génie civil à 3 m sous le niveau de la nappe phréatique, à l'abri d'une enceinte en Trenchmix®

Hauconcourt, sewage plant : execution of civil engineering works 3 m below the groundwater level, sheltered by a Trenchmix® enclosure

- prélèvements quotidiens en tête et en profondeur pour le contrôle de la qualité du mélange durci par essais d'écrasement et de perméabilité;
- contrôle de l'homogénéité et de la consistance du mélange frais par mesures au cône;
- contrôle des quantités de liant consommées;
- enregistrement systématique des paramètres d'exécution.

Le mode d'exécution en progression continue garantit par lui-même la parfaite continuité de l'écran. Des procédures particulières sont mises en place pour le franchissement d'obstacles qui ne peuvent être enlevés tels que des canalisations enterrées. ■

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS ET QUANTITÉS

Lège Cap Ferret

- Maître d'ouvrage : COBAN
- Maître d'œuvre : Scetauroute
- Entreprise principale : Ikos - Sol Environnement (groupe Solétanche Bachy)
- Quantité de Trenchmix® : 6500 m²

Viviez

- Maître d'ouvrage : Umicore
- Maître d'œuvre : Umicore
- Entreprise principale : Sol Environnement (groupe Solétanche Bachy)
- Quantité de Trenchmix® : 1200 m²

Hauconcourt

- Maître d'ouvrage : Ville d'Hauconcourt
- Maître d'œuvre : Sogreah
- Entreprise principale : Stradest
- Sous-traitant : Solétanche Bachy
- Quantité de Trenchmix® : 19850 m²

ABSTRACT

Use of the Trenchmix® process for the production of watertight barriers

Br. Renoud-Lias, E. Ollier, J.-J. Kachrillo

Always on the cutting edge of innovation, Solétanche Bachy has developed the Trenchmix® process, based on mixing in-situ soil with a binder, as part of a sustainable development approach.

This new technique can be employed both for foundation and soil amendment projects and for executing cutoffs of shallow to moderate depth.

After summarising the chief advantages of the technique with which Solétanche Bachy has already executed more than 21,000 sq. m for foundation applications, the article outlines the latest Trenchmix® applications for cutoffs on three different projects representing a total of 28,000 sq. m.

RESUMEN ESPAÑOL

Utilización del procedimiento Trenchmix® para la ejecución de pantallas herméticas

Br. Renoud-Lias, E. Ollier y J.-J. Kachrillo

Siempre en vanguardia de la innovación, Solétanche Bachy ha desarrollado el procedimiento Trenchmix®, fundado en la mezcla del suelo in situ con un ligante, que se inscribe en una lógica de desarrollo sostenible.

Esta nueva técnica se puede implementar tanto para diversos proyectos de fundaciones y de mejora de suelo como para la realización de rastrillos de protección de los cimientos de baja y media profundidad.

Tras haber recordado las principales ventajas de la técnica con la cual Solétanche Bachy ya ha realizado más de 21000 m² para uso de cimentaciones, se presenta en este artículo las últimas aplicaciones del Trenchmix® en el campo de los rastrillos de protección en tres obras distintas que totalizan 28000 m².

Mise au norme de la station de Thonon-les-Bains Construction d'un bassin d'orage

La mise aux normes de la station d'épuration de Thonon-les-Bains sur le site de Vongy a été l'occasion de renforcer les unités de traitement par la création de plusieurs bassins d'orage. L'un d'eux, situé sur la commune d'Anthy, a été réalisé dans un contexte géotechnique et hydrogéologique particulièrement délicat qui a nécessité des investigations pointues pour apprécier la complexité du site dans son ensemble.

En réponse aux problèmes d'instabilités (fond

de fouille et déblais provisoires) associés aux contraintes d'interactions sol-structure (tassements différentiels, liquéfaction des matériaux sous sollicitations sismiques), il a été retenu une solution globale de renforcement des fondations et des talus de déblais par colonnes ballastées. Cette stratégie a permis de faire face à une problématique multiple dans le respect des coûts et des délais imposés dans le cadre d'un marché en concours conception-réalisation.

■ Préambule

La mise aux normes de la station d'épuration de Thonon-les-Bains a fait l'objet d'un marché de conception réalisation signé le 28 septembre 2000 (cf. encadré des principaux intervenants).

Les travaux envisagés répondent à un triple objectif, dans le cadre de la réhabilitation du système d'assainissement du Syndicat d'épuration des régions de Thonon et Évian (SERTE) :

- 1. Limiter l'impact du rejet de la station existante par un déplacement du rejet actuel à la Dranse vers le lac Léman lui-même, via un émissaire adapté ;
- 2. Mettre aux normes européennes la station d'épuration existante, la doter d'une filière de traitement des boues adaptée au tonnage futur et aux contraintes réglementaires actuelles ;
- 3. Réduire les rejets en phosphore se produisant au lac Léman du fait du rejet de la station existante ou des déversements existants sur les déversoirs d'orages implantés sur les réseaux syndicaux.

Les objectifs 1 et 2 ont été atteints au terme des travaux entrepris en décembre 2003 sur le site même de la station d'épuration existante dans la zone industrielle de Vongy située sur les communes de Thonon et Amphion, contre le delta de la Dranse.

Ces travaux ont consisté à remplacer intégralement les anciennes installations en deux phases principales correspondant à deux files de traitement neuves, tout en assurant un fonctionnement continu des installations.

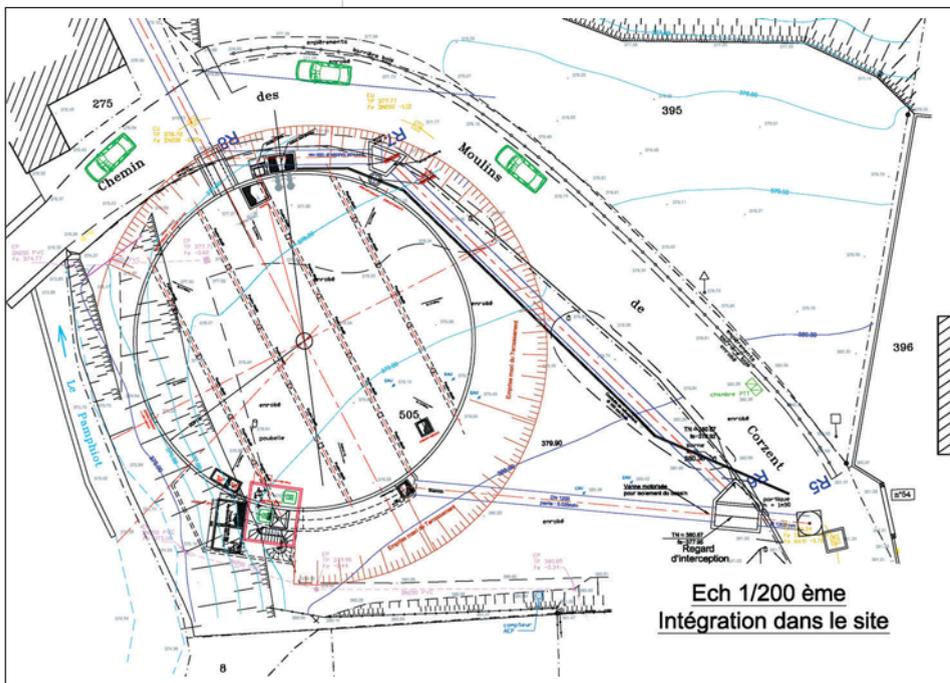
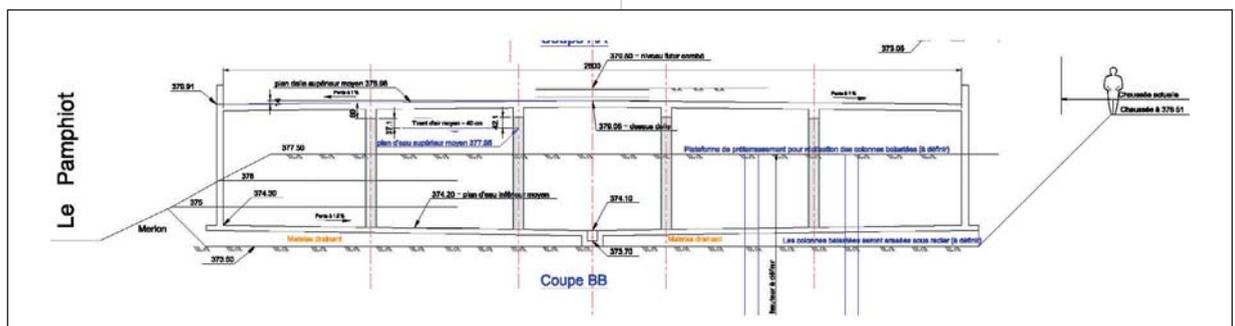


Figure 1
Vue en plan de l'ouvrage et des terrassements associés
Plan view of the structure and related earthworks

Figure 2
Coupe type de l'ouvrage
Typical cross section of the works



d'épuration de Vongy (74), commune

en site sensible

L'objectif 3 a également été atteint grâce à la construction de trois réservoirs d'orage destinés à intercepter les rejets directs au lac afin de les renvoyer ultérieurement vers la station pour y être traités.

Le premier de ces ouvrages se situe en tête de station sur le site de Vongy. D'une capacité de 11 000 m³, il intercepte les rejets directs par by-pass à la Dranse en cas d'orage important pour un débit supérieur à 2 250 m³/h.

Le second, d'une capacité de 6 000 m³, se trouve dans le parc de Montjoux sous le collecteur latéral au lac (CLL) dont il intercepte un déversoir d'orage. Le CLL collecte les effluents des communes situées le long du lac Léman vers la station d'épuration. Son diamètre est variable (il est de 1 400 mm à son arrivée à Vongy).

Le troisième, d'une capacité de 2 000 m³, se trouve plus en amont le long du même CLL à la limite des communes d'Anthy et Thonon, rue du lac, près de la plage de Corzent.

Ce bassin est de forme circulaire d'un diamètre intérieur de 28 m pour une hauteur moyenne de 3,95 m. La hauteur d'eau maximum est de 3,75 m. Un local technique jouxte le bassin. Il contient les installations de dégrillage, électricité, ventilation, désodorisation. L'arase inférieure du radier est à la cote moyenne 374.00 NGF.

L'ouvrage est entièrement construit en B.A. sur un radier général de 30 cm.

Des coffrages métalliques droits ou cintrables ont permis la réalisation de la jupe du bassin et des voiles du local technique (figures 1 et 2).

La dalle de couverture est composée d'une dalle de compression coulée sur des prédalles reposant sur des poutres préfabriquées posées sur poteaux coulés en place. Les travaux de structure du bassin qui ont nécessité la fermeture de la rue du Lac ont été réalisés hors saison estivale (de septembre 2005 à juin 2006) :

- préterrassement;
- traitement de sol par colonnes ballastées;
- terrassements;
- radier puis éléments verticaux;
- dalle de couverture;
- tests d'étanchéité et remblaiement définitif de l'ouvrage.

Les travaux de réalisation des réseaux n'ont pas nécessité la fermeture totale de la rue du Lac et ont été réalisés avant la saison estivale (avril à juin 2005). Il s'agit :

- du réseau de rejet au lac (Ø 1 200 mm). Ce réseau, qui avance de 30 m dans le lac sous les enrochements reprend les surverses du bassin, la vidange gravitaire et le by-pass de secours;
- d'un réseau d'adduction (Ø 1 200 mm) comportant six regards de visite amenant les effluents d'un déversoir d'orage du collecteur CLL situé rue de Corzent vers le bassin;

- d'un réseau de vidange (Ø 150 mm) par pompage du bassin vers la station d'épuration via le collecteur CLL.

La construction de ce bassin d'orage a été l'occasion de mettre en valeur le site avec vue sur le lac Léman par un traitement architectural soigné. Sont créés un parking de 20 places accessible aux handicapés et un cheminement piétons sécurisé en site propre le long de la voirie conduisant du parking à la plage de Corzent.

Si le bassin de Morcy apparaît comme un ouvrage modeste par ses dimensions et classique sur le plan du génie civil, il s'inscrit néanmoins dans un contexte sensible d'un point de vue environnemental et surtout complexe sur le plan géotechnique au regard de sa réalisation.

Après une description détaillée du site sur le plan géotechnique et hydrogéologique, l'article présentera les dispositions mises en œuvre pour répondre à l'ensemble des problématiques soulevées par la réalisation de cet ouvrage.

■ Contexte géologique, géotechnique et hydrogéologique

Contexte géologique

Entre le lac Léman (372 m) et les Préalpes du Chablais (2 200 m) s'étend une zone allongée d'est en ouest, au relief adouci, que seule la Dranse entaille perpendiculairement. Sur sa rive droite se trouve le plateau Gavot

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

- Maître d'ouvrage : Serte
- Assistant M.O. : Sogreah

Groupement d'entreprises titulaires

- Maîtrise d'œuvre : Cabinet Merlin
- Process : Passavant Impianti (mandataire)
Passavant Roediger
- Génie civil : Razel - Eiffage TP
- Architecte : Atelier Axe
- Fours - Incinération : FMI

Principaux partenaires génie civil

- Études : ITC
- Études géotechniques : BET Eiffage Travaux Publics - Fugro Géotechnique
- Armatures (1 200 t) (fourniture) : Mecsider
(pose) : Proferrailage
- Bétons (18 000 m³) : Chablais Béton
- Terrassements - Démolition : Groppi
- Étanchéité : CH Étanchéité
- Fondations spéciales (Morcy) : Keller Fondations Spéciales
- Réseaux - Voiries : Appia Savoie Léman



Olivier Pal
BET Géotechnique
Eiffage Travaux Publics

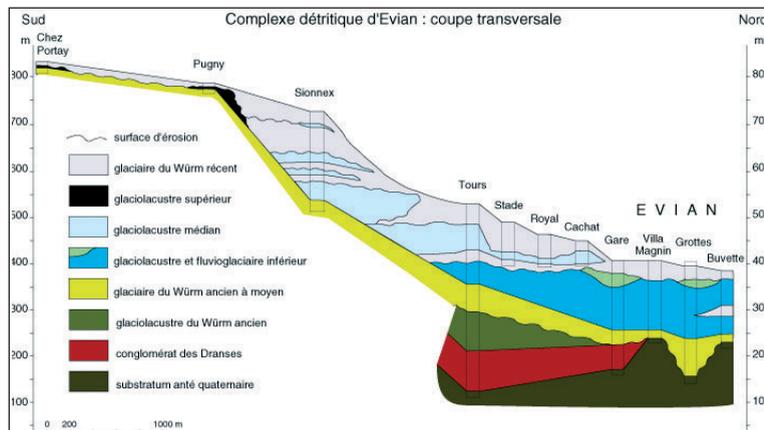


Frédéric Durand
Directeur Technique
Fugro France



Germain Teyssier
Directeur Travaux STEP
de Thonon
Eiffage TP Rhône Alpes

Figure 3
Coupe transversale
au droit
du complexe
détritique d'Évian
Cross section
at the level
of the Évian clastic
complex



(ou de Vinzier) qui descend jusqu'au lac Léman à Évian. Sur sa rive gauche, s'étagent les terrasses de Thonon d'où émerge la colline des Allinges et le Mont de Boisy.

Les formations du substratum rocheux sont empilées en nappes de charriage (Gurnigel, Préalpes médianes, Brèche...) qui chevauchent vers le nord la molasse miocène autochtone du Bas Chablais. Ces terrains du substratum sont très largement ennoyés à leur terminaison septentrionale par des dépôts quaternaires meubles d'épaisseur plurihétéométrique, d'origine glaciaire et juxta-glaciaire (figure 3). Ils ont été abondamment décrits dans la littérature scientifique.

Dans les formations quaternaires surgissent les venues d'eaux minérales renommées d'Évian et de Thonon. Les différentes opérations de travaux se déroulent dans le delta de la Dranse qui est le siège d'une nappe aquifère utilisée (captage d'eau potable) et alimentée par la Dranse et l'apport du bassin-versant de la Dranse. Ce delta est réputé également par la présence de nombreux horizons en charge.

Le bassin de Morcy s'inscrit au sein de ces formations quaternaires composées essentiellement d'horizons alluvionnaires dont la puissance varie fortement pour atteindre parfois des épaisseurs de plusieurs dizaines de mètres.

La figure 3 présente une coupe type du complexe détritico-glaciaire représentatif de la géologie locale.

Indépendamment de toute reconnaissance géotechnique spécifique, cette description exhaustive du contexte géologique met en évidence à elle seule l'hétérogénéité et la complexité hydrogéologique du site.

■ Contexte géotechnique et hydrogéologique

Campagnes de reconnaissances géotechniques et hydrogéologiques

L'appréciation du contexte géotechnique et hydrogéologique a été établie à l'aide d'un enchaînement de trois missions d'investigations complémentaires.

Campagne de reconnaissances de juillet 1999 (Simecsol)

C'est la mission fournie avec les pièces du marché. Il s'agit d'une mission G12 destinée à déterminer les solutions de fondations ainsi que les principales dispositions constructives liées à l'exécution du projet. Cette campagne basée sur un sondage pressiométrique a mis en évidence des matériaux argilo-sablo-graveleux depuis le TN jusqu'à une profondeur de 16 m, soit une profondeur de 10 m / arase inférieure du radier. Un piézomètre mis en place sur une hauteur de 16 m avec une hauteur crépinée comprise entre - 13 m / TN et - 16 m / TN a permis de relever un niveau statique de + 0,20 m / TN, soit la cote 379.90 NGF avec un faible débit.

Campagne de reconnaissances de janvier 2002 (Cebtp)

Afin de valider l'existence éventuelle d'un artésianisme suggéré par la campagne précédente, nous avons fait réaliser dans le cadre d'une mission G0, trois piézomètres complémentaires avec des profondeurs crépinées variables, (PZ1, PZ2 et PZ3), afin d'isoler le plus précisément la position du niveau en charge par rapport au fond de fouille des terrassements du bassin. Ces trois piézomètres ont permis de confirmer d'une part la présence d'un artésianisme actif et de localiser d'autre part l'altimétrie de l'horizon captif.

Campagne de reconnaissances de mai/juin 2004 (Fugro)

Étant donné l'incidence d'une nappe en charge, eu égard à la nature des matériaux, sur la stabilité du fond de fouille et celle des avoisinants, nous avons complété les deux missions précédentes par une mission complète de type G0 + G2 afin de prendre en compte l'ensemble des sujétions géotechniques et hydrogéologiques propre à ce site. Cette mission a été confiée au bureau d'ingénierie géotechnique Fugro.

Pour répondre globalement à la problématique soulevée d'une part par la présence de ce niveau en charge et d'autre part par la sensibilité des matériaux rencontrés, nous avons complété les reconnaissances précédentes à l'aide d'essais in situ au piézocône accompagnés de carottages et d'essais d'identification, sondage carotté FC1, essais de pénétration au piézocône CPTU1, CPTU2 et CPTU3. Les essais d'identification ont permis une classification précise des horizons traversés et d'étalonner les résultats du CPT. Ces reconnaissances ont permis non seulement d'établir une lithologie fine du sous-sol mais également de caractériser les horizons hydrauliques traversés : pression interstitielle instantanée, pression interstitielle différée après dissipation, perméabilité radiale. L'ensemble des reconnaissances est présenté sur la figure 4.

Figure 4

Localisation des différents essais in situ
Location of the various in-situ tests

Rappel sur les principes généraux de l'essai au piézocône

Les essais in situ de type pénétration statique sont régis par deux normes françaises qui sont :

- NFP 94-113 : essai de pénétration statique à la pointe électrique;
- NFP 94-119 : essai de pénétration statique à la pointe piézocône.

L'essai au piézocône s'applique à tous les sols fins et aux sols grenus dont la dimension maximale des éléments ne dépasse pas 20 mm, à la condition qu'ils soient, in situ, sous le niveau de la nappe. Dans le cas contraire, on réalise l'essai soit à partir d'un avant-trou, soit à l'aide d'une pointe électrique.

L'essai de pénétration statique consiste à enfoncer dans le sol de manière lente et continue un train de tiges terminé par une pointe métallique en mesurant l'effort nécessaire au fonçage en fonction de la profondeur.

L'essai au piézocône permet d'apprécier entre autres, en sol noyé :

- la stratigraphie;
- les propriétés mécaniques (résistance de pointe, frottement latéral, potentiel de liquéfaction au séisme, effet d'un compactage dynamique...);
- les paramètres hydrauliques (pressions interstitielles en phase de consolidation, perméabilité).

Le pénétromètre statique Fugro permet une saisie numérique des paramètres suivants obtenus à l'aide de capteurs électroniques :

- l'effort de rupture sur la pointe F_p fournissant en fonction de la section du cône, la résistance de pointe q_c en MPa;
- l'effort de frottement latéral sur le manchon F_s fournissant, en fonction de la section du manchon, le cisaillement unitaire f_s en MPa;
- la pression interstitielle u_2 en MPa, développée instantanément au fonçage et mesurée par l'intermédiaire d'une prise de pression juste au-dessus du cône;
- la pointe est également équipée d'un inclinomètre fournissant la déviation du train de sonde au fonçage;
- la profondeur et le temps.

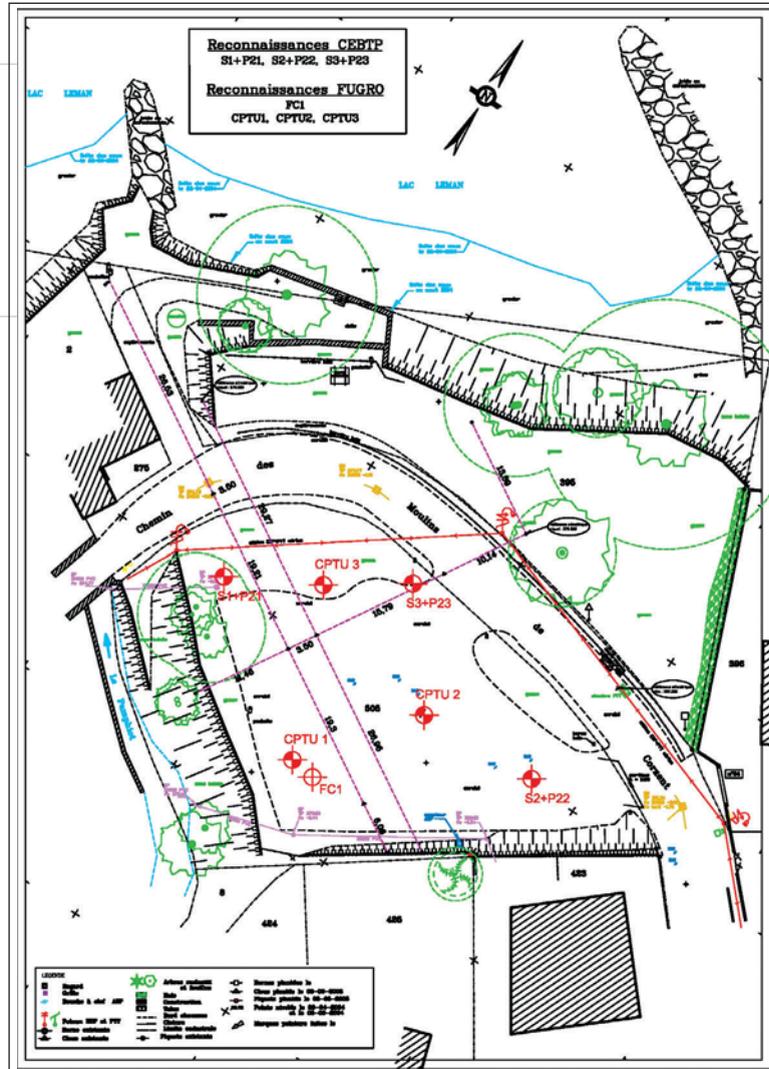
Les caractéristiques de la pointe sont les suivantes :

- diamètre : 36 mm soit une section de 10 cm²;
- angle du cône : $\alpha = 60^\circ$;
- manchon de la surface $A = 150$ cm².

Par comparaison, les caractéristiques de la pointe électrique sont les suivantes :

- diamètre : 42 mm soit une section de 15 cm²;
- angle du cône : $\alpha = 60^\circ$;
- manchon de la surface $A = 150$ cm².

La vitesse de pénétration est de $v = 2$ cm/s.



Lors de l'essai, on peut être amené à arrêter ponctuellement l'avance pour enregistrer l'évolution de la pression interstitielle en fonction du temps (relaxation) pour établir la pression hydrostatique à u_{100} , ou bien la moitié du temps nécessaire pour l'atteindre, soit t_{50} en secondes.

Présentation des résultats des essais de pénétration

Graphique représentatif de la résistance de pointe q_t ou q_c

La résistance de pointe mesurée est corrigée d'un facteur lié à la pression interstitielle et la géométrie de la pointe :

$$q_t = q_c + u \cdot (1-a)$$

Pour la pointe piézocône $\phi 36$ mm de Fugro, le facteur correcteur $(1-a)$ est égal à 0,69. Pour les pointes électriques, q_c est tracé sans correction.

Graphique représentatif de la pression interstitielle

La pression interstitielle u_2 mesurée en cours de fonçage (courbe en pointillé) est à rapporter à la droite hydrostatique portée sur les graphes en trait continu. La droite hydrostatique est tracée classiquement sur la base des éléments suivants :

$$u = \gamma_w \cdot (z-h_0),$$

avec :

$$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3;$$

Figure 5

Un exemple de diagramme dans le cas du CPTU2
An example of a diagram in the case of CPTU2

CPT	Profondeur	Cote NGF	Couche	q_c / F_r	Type de matériau
CPTU1 (379.50)	2.00 m / 4.00 m	377.50 / 375.50	1	2 MPa / 5%	Argile silteuse
	4.00 m / 6.00 m	375.50 / 373.50	2	2 MPa / 3%	Silt argileux
	6.00 m / 9.00 m	373.50 / 370.50	3	1 MPa / 2.5%	Sable silteux sensible
	9.00 m / 10.50 m	370.50 / 369.00	4	2.5 MPa / 4%	Silt argileux
	10.50 m / 12.50 m	369.00 / 368.00	5	>10 MPa / 2%	Sable grossier compact
	11.50 m / 12.50 m	368.00 / 367.00	6	2 MPa / 2.5%	Silt
12.50 m / 14.00 m	367.00 / 365.00	7	>10 MPa / 1%	Sable grossier	
CPT	Profondeur	Cote NGF	Couche	q_c / F_r	Type de matériau
CPTU2 (379.50)	0.80 m / 4.00 m	378.70 / 375.50	1	2.5 MPa / 5%	Argile silteuse
	4.00 m / 5.50 m	375.50 / 374.00	2	4.5 MPa / 2%	Sable grossier
	5.50 m / 10.00 m	374.00 / 369.50	3	1 MPa / 1%	Sable lâche instable
	10.00 m / 14.00 m	369.50 / 365.50	4	3 MPa / 3%	Sable grossier limoneux
CPT	Profondeur	Cote NGF	Couche	q_c / F_r	Type de matériau
CPTU3 (378.30)	0.80 m / 3.50 m	375.50 / 374.80	1	3.5 MPa / 4%	Silt argileux
	3.50 m / 4.50 m	374.80 / 373.80	2	3.5 MPa / 2%	Sable silteux
	4.50 m / 7.00 m	373.80 / 371.30	3	2 MPa / 2%	Sable silteux sensible
	7.00 m / 9.00 m	371.30 / 369.30	3	1.5 MPa / 2%	Sable silteux sensible

Tableau I

Résultats des essais au piézocône
Piezocone test results

z représente la cote à laquelle est effectuée la mesure; h_0 représente le niveau d'affleurement de la nappe. La deuxième partie du graphique est réservée aux mesures de frottement latéral sur le manchon. Si f_s représente le frottement latéral unitaire sur le manchon en MPa, la fraction ratio F_r est définie par les relations suivantes :

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \text{ pour le piézocône, } F_r = \frac{f_s}{q_c} \text{ pour la}$$

pointe électrique.

La troisième partie du graphique est consacrée au coefficient sans dimension B_q :

$$B_q = \frac{\Delta u}{q_t - \sigma_{v0}}$$

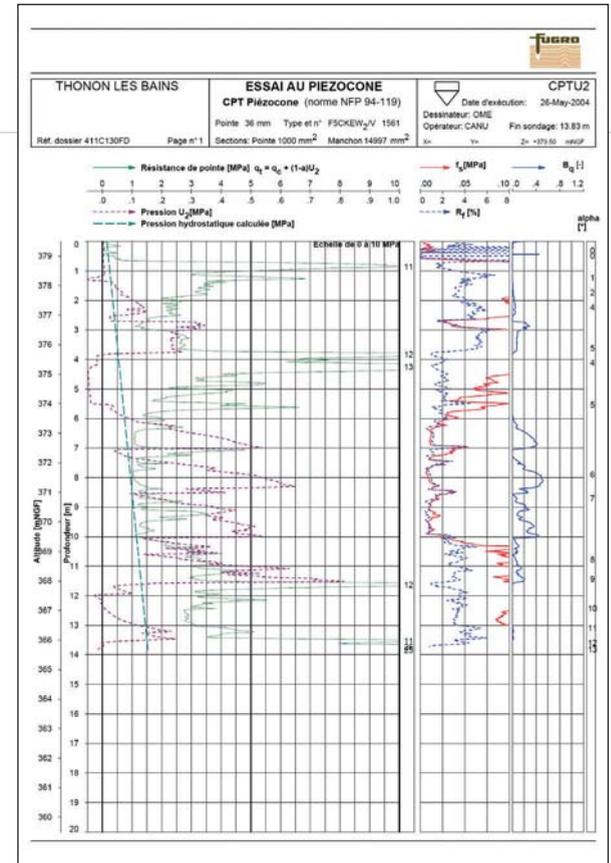
Avec :

$$\Delta u = u_2 - u;$$

σ_{v0} contrainte verticale totale.

Résultats des essais au piézocône sur le site du bassin de Morcy

Les essais au piézocône ont permis d'identifier et de caractériser les différentes couches suivantes (tableau I). Les différents essais in situ réalisés au cours des deux dernières campagnes ont été reportés sur la figure 4.



La figure 5 présente un exemple de diagramme dans le cas du CPTU2.

À propos de la lithologie des sols en place, on retiendra les points suivants

La présence d'une couche désignée 1 et 2 à dominante argileuse relativement compacte jusque vers 3,50 m à 6,00 m de profondeur (374.80 NGF / 373.50 NGF). Sur CPTU2 et CPTU3 une couche désignée 2 de sable grossier à silteux de 1 m à 1,50 m d'épaisseur. Sur CPTU1, CPTU2 et CPTU3 des sables silteux lâches à instables, cette couche désignée par 3 est présente de façon plus ou moins prononcée : au droit des trois sondages de 6 m à 9 m en CPTU1, de 5,50 m à 10 m en CPTU2 et de 4,50 m à 9,00 m en CPTU3. Le toit de cette couche varie entre 373.50 NGF et 374.00 NGF et la base entre 370.50 NGF et 369.50 NGF. Cette couche se situe au niveau du futur fond de fouille à 374.00 NGF ou à proximité immédiate. Au-delà de cette couche sensible, on rencontre une couche de sable grossier limoneux compact avec éventuellement des inclusions silteuses désignées par les horizons 4, 5, 6 et 7.

Il faut noter qu'au sein de ces horizons, on rencontre en couches intercalaires de fines lentilles sableuses ou silteuses.

Un exemple de classification des sols rencontrés au droit de CPTU2 est présenté sur la figure 6 dans le cadre des identifications proposées par Robertson [1986].

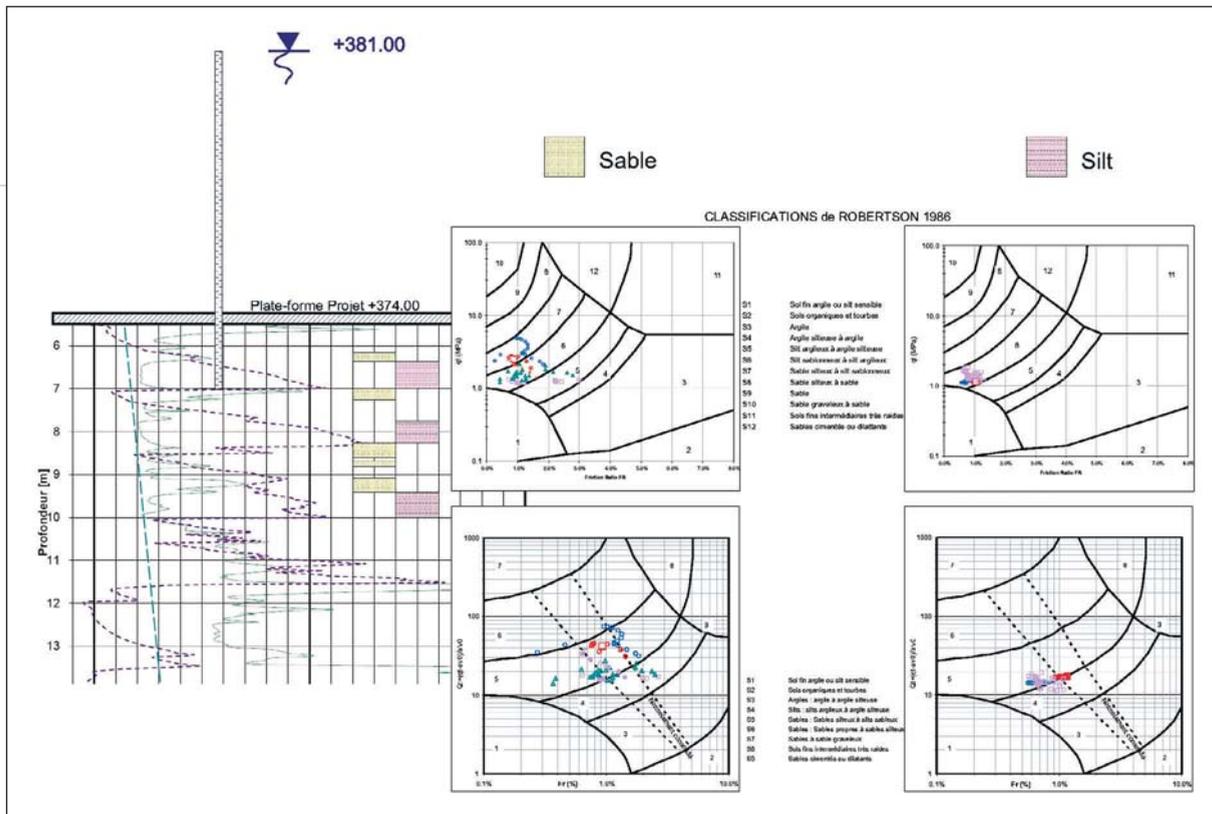


Figure 6
 Identification des horizons traversés à l'aide de la classification de Robertson et localisation de l'horizon en charge
 Identification of horizons passed through using the Robertson classification and location of the loaded horizon

À propos de l'hydrogéologie, on retiendra les points suivants

Les mesures de pressions interstitielles et les essais de dissipation ont également permis de caractériser les différentes couches ainsi que les niveaux statiques u_{100} . On rappelle que les valeurs u_{100} correspondent aux pressions interstitielles au repos, c'est-à-dire après dissipation des surpressions induites lors du cisaillement par pénétration de la pointe. Les pressions interstitielles sont exprimées en cote de charges hydrauliques (NGF) et en hauteur d'eau par rapport à la future plate-forme de travail à 374.00 NGF. La synthèse de ces mesures est présentée dans le tableau II.

Ces différents essais ont permis de mettre en évidence les singularités suivantes :

- en CPTU1 réalisé en partie haute à proximité du ru du Pamphiot, les charges hydrauliques sont plus faibles, 374.10 NGF, au niveau du futur fond de fouille à 376.40 NGF à 4,50 m sous le futur fond de fouille, soit un gradient ascendant, $i = 0,5$, qui reste admis-

sible. Le ru du Pamphiot a vraisemblablement un caractère drainant;

- en CPTU2 et CPTU3, les charges hydrauliques sont beaucoup plus élevées avec respectivement 377.60 NGF et 376.40 NGF, soit 3,60 m et 2,40 m au-dessus du futur fond de fouille. La charge hydraulique maximale est égale à 381.00 NGF et est obtenue en CPTU2 à 372.50 NGF et correspond vraisemblablement à une circulation d'eau horizontale au sein de la couche 3 composée de sables lâches et instables. Dans ce cas le gradient hydraulique est largement supérieur à 1 ce qui rend le fond de fouille totalement instable. Cette configuration est représentée schématiquement sur la figure 6.

■ Sismicité du site

La réglementation en vigueur lors de la conception classait le site en zone de sismicité IA (sismicité faible)



Sondage	Dissipation à :		Charge au repos						
	Profondeur	Cote N	U_0 (m)	u_{100} (m)	NGF	/ 374.00	i	t_{50} (s)	k_v (m/s)
CPTU1	5.50 m	374.00	21.50	0.20	374.10	0.10	XXX	300	5×10^{-7}
	7.00 m	372.50	36.40	2.10	374.60	0.60	0.40	40	5×10^{-6}
	8.50 m	371.00	39.50	4.00	375.00	1.00	0.30	90	10^{-7}
	10.00 m	369.50	17.60	6.90	376.40	2.40	0.50	200	5×10^{-7}
CPTU2	5.50 m	374.00	3.90	3.60	377.60	3.60	XXX	600	10^{-8}
	7.00 m	372.50	45.50	8.50	381.00	7.00	4.7	100	10^{-7}
	8.50 m	371.00	43.20	8.50	379.50	5.50	1.8	200	5×10^{-7}
	10.00 m	369.50	51.80	10.00	379.50	5.50	1.2	300	5×10^{-7}
CPTU3	5.50 m	372.80	35.40	XXX	XXX	XXX	XXX	5000	10^{-9}
	7.00 m	371.30	5.90	5.10	376.40	2.40	0.9	XXX	XXX
	8.50 m	369.80	49.50	8.50	378.30	4.30	1.0	2000	5×10^{-9}
	10.00 m	368.30	51.00	10.00	378.30	4.20	0.8	6000	5×10^{-10}

Tableau II
 Synthèse des mesures instantanées et après dissipation de la pression interstitielle
 Summary of instantaneous measurements and measurements after dissipation of interstitial pressure

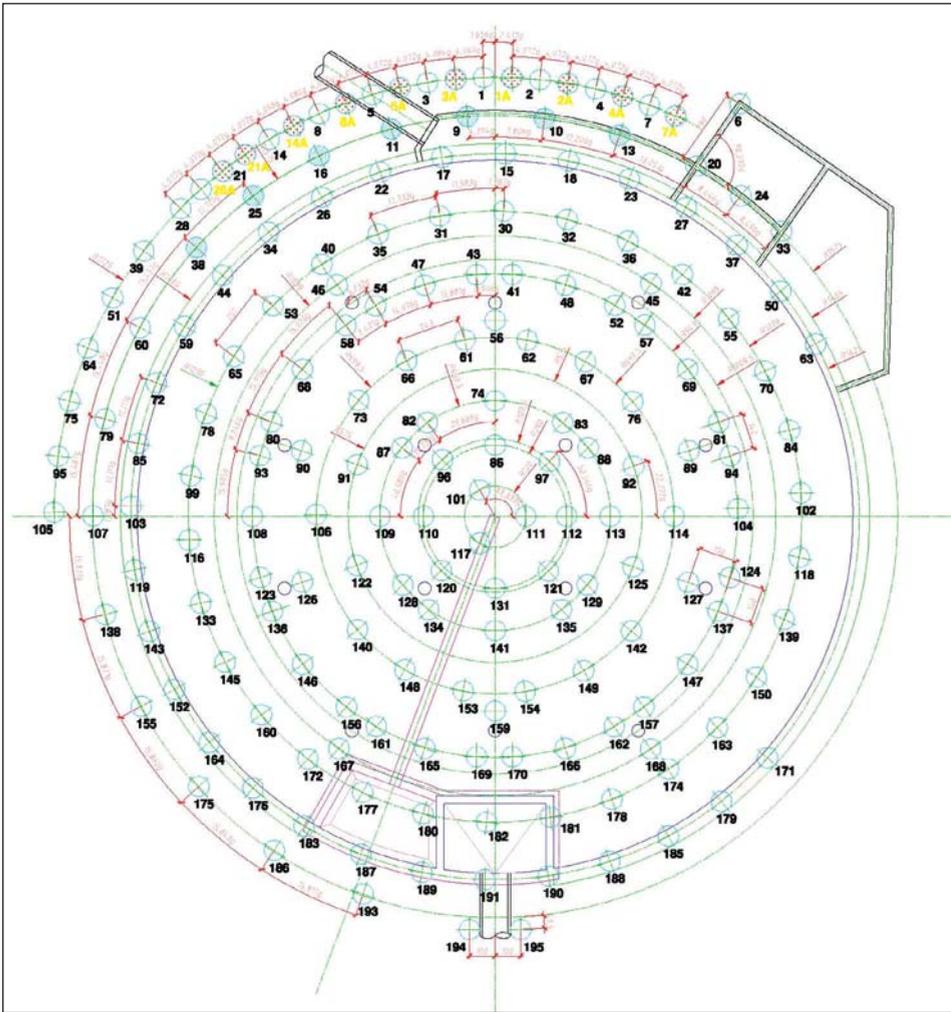


Figure 7
 Vue en plan du dispositif de renforcement par colonnes ballastées. À noter les colonnes supplémentaires disposées en partie haute pour assurer la stabilité du déblai
Plan view of the ballasted column reinforcement system. Note the additional columns placed in the upper section to ensure earth cut stability

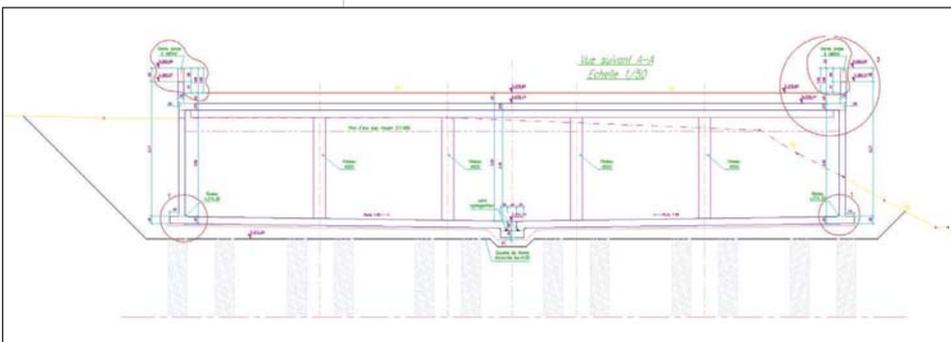


Figure 8
 Coupe type sur l'ouvrage avec matérialisation du renforcement par colonnes ballastées
Typical cross section of the structure showing ballasted column reinforcement



mais non négligeable) et l'ouvrage en classe B (ouvrage courant au sens des règles PS 92 dont la défaillance présente un risque moyen pour les personnes) ce qui correspond à une accélération nominale sur site de $a_N = 1,0 \text{ m/s}^2$. Au stade des études préliminaires aucune évaluation du potentiel de liquéfaction n'avait été faite.

Les identifications réalisées à partir d'échantillons intacts ont permis de valider le potentiel de liquéfaction des différents matériaux en particulier ceux de type 3. Cette analyse a été confortée par les corrélations usuelles faites à partir du paramètre B_q dont il a été question précédemment.

■ Analyses chimiques de l'eau

Un prélèvement d'eau de la nappe a été effectué le 2 juillet 1999 et a mis en évidence les propriétés suivantes :

- PH à 20° : 7.71;
- conductivité à 20 °C ($\mu\text{s/cm}$) : 463;
- titre alcalimétrique TAC (° français) : 26,90;
- titre hydrotimétrique TH (° français) : 26,70;

Ces différents résultats indiquent que :

- le PH est légèrement basique mais reste toutefois dans les limites de qualité pour une eau destinée à l'alimentation humaine au sens du décret du 3 janvier 1989;
- le TAC (titre alcalimétrique complet) exprime la teneur d'une eau en alcalis (hydroxydes), en carbonates et bicarbonates (ou hydrogencarbonates), alcalins et alcalino-terreux. Le titre indique une eau riche en carbonates;
- le TH (titre hydrotimétrique) exprime la dureté de l'eau, il représente la teneur en magnésium et en calcium. Pour une valeur supérieure à 3,6 még/l, soit 18 °F, l'eau est caractérisée comme moyennement dure, riche en Ca^{2+} et Mg^{2+} .

TH (°F)	0 à 7	7 à 15	15 à 25	25 à 42	> 42
Eau	Très douce	Douce	Moyennement dure	Dure	Très dure

Les différents paramètres analysés caractérisent une eau chargée et incrustante qui conduit à plus ou moins long terme à un colmatage des conduites et des dispositifs de drainage. En raison de la probable interférence du projet avec la nappe en charge sous-jacente, il a été décidé de prendre en compte cette propriété des eaux souterraines dans la conception définitive du dispositif de drainage du bassin.

Figure 9

Isovaleurs du champ des déplacements en phase service
Iso-values of the displacement field in the service phase

■ Dispositions constructives retenues

Face à la forte hétérogénéité et la sensibilité des matériaux rencontrés, associée en cela aux risques de liquéfaction et de gradients ascendants très élevés au sein de matériaux granulaires fins, il a été recherché une solution globale pour répondre à l'ensemble de ces sujétions et mener à bien le projet dans les délais et les coûts du marché.

La solution retenue a consisté en un renforcement de sol à l'aide de colonnes ballastées mises en œuvre depuis une plate-forme intermédiaire et après réalisation de préforages pour le passage induré situé en surface. Ces colonnes ont été descendues sous la couche 3 soit vers 9 - 10 m de profondeur par rapport au terrain naturel. La trame n'est pas régulière puisque les colonnes ballastées assurent dans le cas présent plusieurs fonctions sur le court, le moyen et le long terme. Afin d'assurer la stabilité du déblai amont dont l'assise était fortement affectée par les singularités hydrogéologiques du site, le maillage de colonnes a été étendu dans le talus avant terrassement afin, d'une part, de réduire les pressions interstitielles piégées à la base du déblai et d'autre part d'améliorer significativement la résistance au cisaillement des matériaux en place et de permettre ainsi de limiter l'emprise des terrassements. D'un point de vue structurel, le choix d'un renforcement de sol par inclusions souples au sein d'un massif hétérogène a permis d'homogénéiser les tassements absolus et de réduire les tassements différentiels, puis d'optimiser par le biais de l'interaction sol-structure l'épaisseur du radier. Cette optimisation a été relayée par une disposition ad hoc des colonnes sous le voile périphérique ainsi que sous les poteaux assurant la reprise de la dalle de couverture.

La réalisation d'un matelas de répartition au titre du transfert des charges vers les têtes des colonnes a également permis d'assurer une fonction de drainage non prévue initialement mais qui ainsi a réduit l'impact des poussées hydrostatiques sur la structure. Ce matelas étant sensiblement situé sous le lit du Pamphiot, il est en permanence saturé sous une faible charge hydraulique ce qui répond parfaitement à la problématique de colmatage induit par un titre élevé en carbonate. Ce tapis est relié au lac Léman par l'intermédiaire d'une tranchée drainante qui accompagne l'émissaire de rejet ce qui permet d'éviter tout développement de sous-pressions intempestives à la base de l'ouvrage en cas de mise en charge.

Le risque de liquéfaction étant avéré au-delà des critères usuellement retenus, le renforcement par colonnes ballastées a permis là encore de s'affranchir d'une contrainte forte non identifiée au moment de la conception de l'ouvrage.

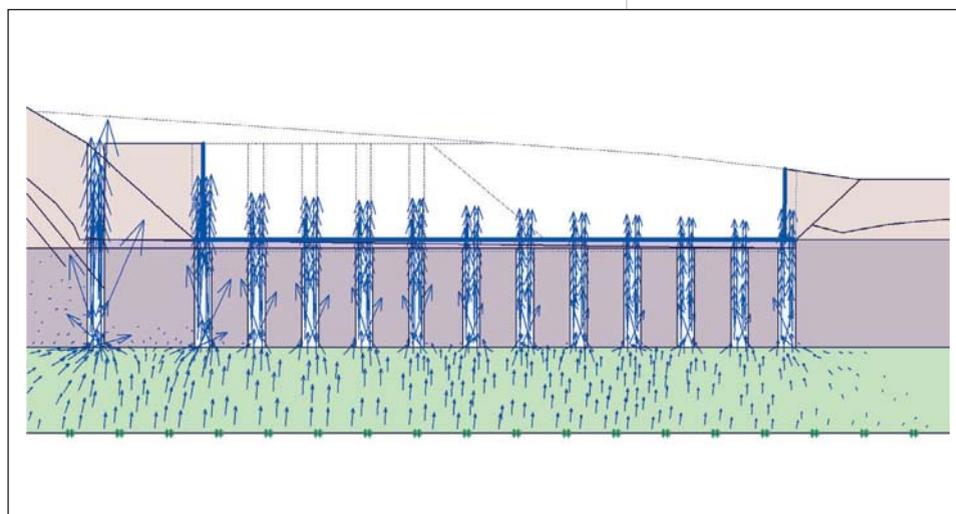
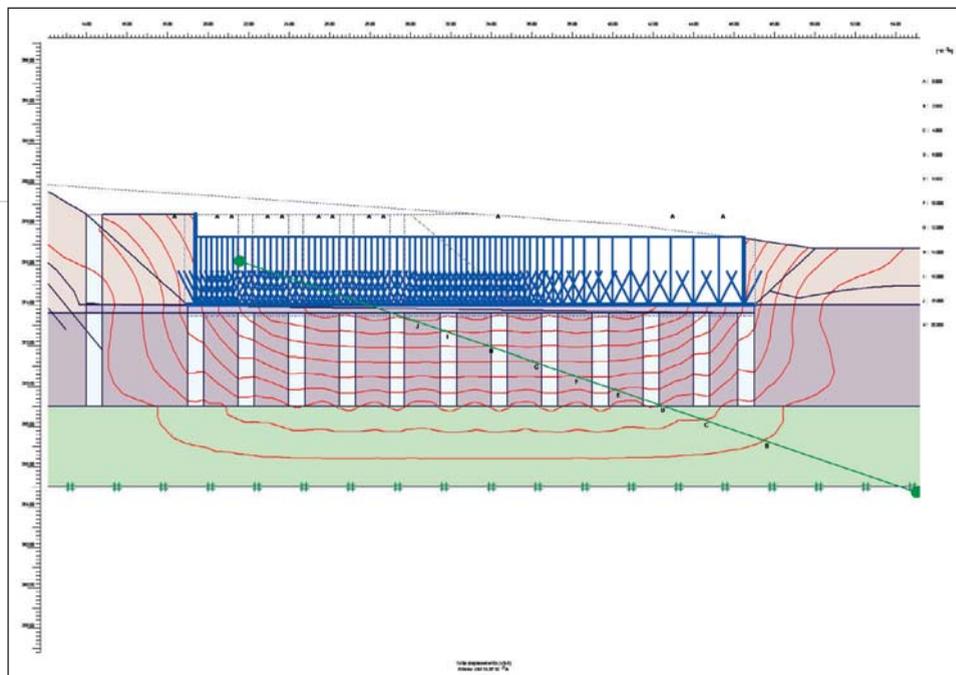


Figure 10

Représentation du champ des vecteurs vitesses. Noter l'incidence des colonnes notamment dans le talus amont
Representation of the velocity vector field. Note the influence of the columns especially in the upstream embankment

Les figures 7 et 8, présentent respectivement une vue en plan et en élévation du schéma de renforcement par colonnes ballastées.

■ Justification des dispositions constructives

Les différentes dispositions constructives ont été justifiées par le bureau d'études géotechniques Fugro dans le cadre d'une mission G2. Les principales difficultés évoquées précédemment ont été appréciées à l'aide d'une modélisation aux éléments finis bidimensionnelle. Les figures 9 et 10 présentent la modélisation du problème de l'écoulement en charge depuis le talus et le fond fouille vers l'ouvrage ainsi que l'évaluation des tassements en service. Les paramètres de calcul ont été déduits des corrélations usuelles avec le CPT.



Mise en œuvre des colonnes et terrassements du bassin

(photos 1, 2 et 3)

■ Conclusions

Le bassin d'orage de Morcy représente l'une des pièces maîtresse du collecteur latéral du lac. Cet ouvrage a été réalisé dans un contexte géotechnique délicat qui a imposé de résoudre simultanément plusieurs problématiques lourdes : instabilité du fond de fouille, instabilité des déblais et des avoisinants, liquéfaction des sols d'assise, forte hétérogénéité conduisant à des tassements différentiels préjudiciables.

Une reconnaissance géotechnique complémentaire exhaustive a permis de mettre en évidence la singularité exemplaire du site et d'apprécier le contexte hydrogéologique à sa juste valeur. Le recours à des essais de pénétration statique de type piézocône a permis de caractériser clairement la nature ainsi que le

Photo 1

Mise en œuvre des colonnes depuis la plate-forme intermédiaire à la cote 378.00 NGF

Installation of columns from the intermediate platform at level 378.00 NGF



Photo 2

Terrassements en cours, mise à jour des matériaux limono-argileux saturés drainés par le maillage des inclusions souples

Earthworks in progress, uncovering saturated clay-loam materials drained by the meshing of flexible inclusions

comportement mécanique et hydraulique des matériaux rencontrés au-delà du fond de fouille. L'analyse de ce contexte sensible et la prise en compte du comportement d'interaction sol-structure spécifique à cet ouvrage ont conduit à proposer une solution globale de renforcement par colonnes ballastées. Cette solution a permis de répondre à une problématique forte et multiple dans le respect des coûts et des délais impartis pour la réalisation de cet ouvrage. ■



Photo 3

Terrassement du bassin. On distingue par endroits la trace des colonnes dans le talus du déblai

Basin earthworks. One can see in places the trace of the columns in the earth cut embankment

ABSTRACT
Backfitting the Vongy treatment plant in the Thonon-les-Bains district. Construction of a stormwater tank in a sensitive location

O. Pal, Fr. Durand, G. Teyssier

Backfitting of the Thonon-les-Bains treatment plant on the Vongy site was an opportunity to reinforce the treatment units by creating several stormwater tanks. One of them, located in the Anthy district, was executed in an extremely difficult geotechnical and hydrogeological context which required thorough investigations to assess the complexity of the site as a whole. In response to problems of instability (bottom of excavation and provisional earth cuts) combined with soil/structure interaction stresses (differential subsidence, liquefaction of materials under seismic loading), a comprehensive solution of reinforcement of the foundations and earth cut banks with ballasted columns was adopted. This strategy made it possible to cope with numerous problems while complying with the costs and deadlines laid down within the framework of a Design and Build contract awarded by competitive tender.

RESUMEN ESPAÑOL
Adaptación de la estación depuradora de Vongy (74), municipio de Thonon-les-Bains. Construcción de una cuenca de captación en zona sensible

O. Pal, Fr. Durand y G. Teyssier

La adaptación según las normas de la estación depuradora de Thonon-les-Bains en el emplazamiento de Vongy ha sido la ocasión para reforzar las unidades de tratamiento mediante la creación de varias cuencas de captación de las aguas procedentes de las tormentas. Una de ellas, ubicada en el municipio de Anthy, fue realizada en un contexto geotécnico e hidrogeológico particularmente delicado y que ha precisado diversas investigaciones punteras para apreciar la complejidad del sitio en su conjunto. Como respuesta a los problemas de inestabilidades (fondo de excavación y desmontes provisionales) combinados con los imperativos de interacciones suelo/estructura (asentamientos diferenciales, licuefacción de los materiales sometidos a solicitaciones sísmicas), se ha seleccionado una solución global de consolidación de los cimientos y de los taludes de desmontes por columnas balastadas. Esta estrategia ha permitido hacer frente a una problemática múltiple según el respeto de los costes y de los plazos impartidos en el marco de un contrato en concurso diseño ejecución.

Algérie : les glissements de Constantine

La ville de Constantine est confrontée depuis plus de trois décennies à des glissements de terrain qui affectent, en plusieurs endroits, son tissu urbain. L'ampleur des désordres, accentuée par une activité sismique élevée à laquelle est soumise la ville de Constantine, a amené l'administration locale à réaliser une étude approfondie, pour déterminer les travaux de confortement à envisager ainsi que de manière plus générale, les mesures à prendre dans l'objectif d'un développement durable et harmonieux de la Ville des Ponts.



Photo 1

Le pont Sidi Rached surplombé par le versant instable du Chemin forestier

The Sidi Rached Bridge overhung by the unstable slope of the Forest Path

la région de Constantine : le 4 août 1908 (magnitude $M_s = 5,25$), le 6 août 1947 (magnitude 5,20) et le 27 octobre 1985 (magnitude 5,70). La gestion de ces risques a amené l'administration locale, représentée par la direction de l'urbanisme et de la construction, à lancer un appel d'offres international pour l'étude des glissements des sites de cinq zones, représentant une superficie de plusieurs centaines d'hectares :

- zone A : Bélouizdad - Kitouni - Kaïdi Abdellah;
- zone B : Bellevue - Mosquée Émir Abdelkader - Cité du 20 Août 55;
- zone C : Ciloc - Boussouf - Zaouche - Boudraa Salah - Benchergui - El Ménia;
- zone D : Bardo - Place Krikri - Chemin forestier - Culée est pont Sidi Rached;
- zone E : terrain de l'Université.

L'étude a comporté quatre missions :

- diagnostic de l'ensemble des sites de glissement; élaboration des cartes géologique et géomorphologique à l'échelle de la ville de Constantine, de la carte des données hydrogéologiques; étude de l'aléa sismique;
- expertise du bâti existant et élaboration de cartes d'endommagements; établissement d'une carte et d'un plan de vulnérabilité aux risques naturels;
- études de confortement;
- conception et mise en œuvre d'un dispositif de surveillance des mouvements de terrain; développement d'un système d'information géographique.

Ces missions ont été accomplies par Arcadis ESG avec l'assistance des experts Marc Panet Alain Larrière et Alain Pecker, en partenariat avec l'université des Sciences et Technologie de Bab Ezzouar - Alger, le centre de recherche appliquée en génie parasismique (CGS), l'organisme de contrôle technique de la construction (CTC Est), le laboratoire des travaux publics de l'est (LTP Est) et le cabinet de géomètres experts Allam (photo 1).

■ Méthodologie

Pour chaque site, l'étude a été effectuée sur la base d'une cartographie géologique de terrain à l'échelle 1/2000^e. De nombreux sondages carottés, équipés d'inclinomètres et de piézomètres ont été réalisés afin de préciser la géométrie des couches, localiser les horizons aquifères et déterminer les surfaces de glissement. Le suivi des mouvements plus superficiels a été assuré à l'aide de mesures topographiques par nivellement direct et par GPS. Les éléments recueillis ont servi de base aux études d'avant-projet sommaire qui ont permis de proposer les solutions de confortement envisa-

1. Le projet en cours de réhabilitation du réseau AEP devrait à terme réduire considérablement le volume des pertes.

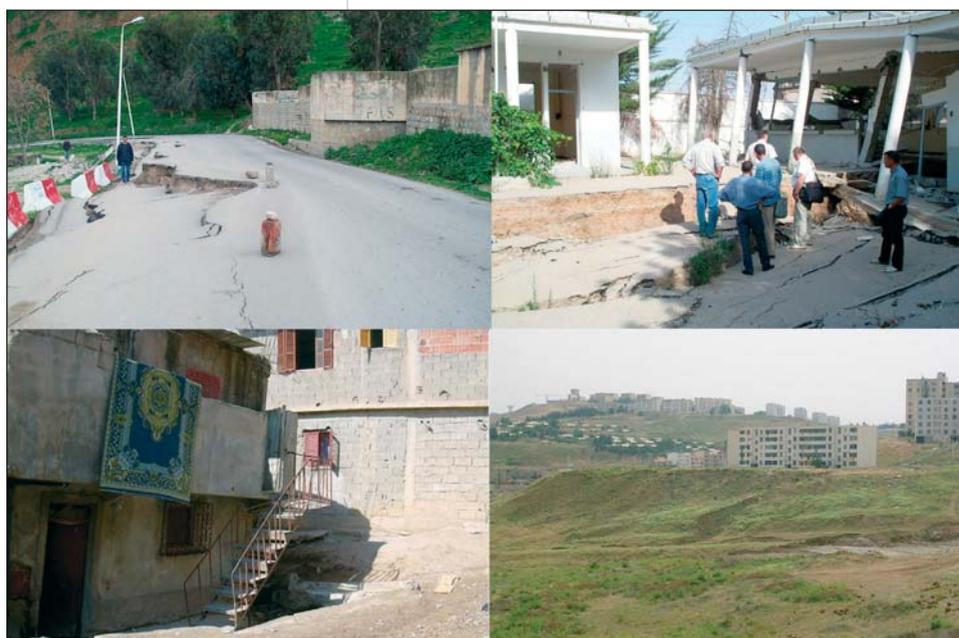


Photo 2

Exemples de désordres survenus ces dernières années sur plusieurs sites de glissement
Examples of damage occurring in recent years on several landslide sites

■ Généralités

La Ville des Ponts, c'est ainsi qu'est appelée la ville de Constantine en raison des nombreux ponts qui relient les deux rives du Rhumel, dont le plus célèbre d'entre eux est celui de Sidi Rached construit en 1907. Constantine et ses extensions, souvent mal maîtrisées, subissent depuis près de 30 ans, une série de glissements de terrain qui touchent de façon inquiétante le tissu urbain. Les risques encourus par la population concernée, estimée à 150000 habitants, sont accentués par une maîtrise des eaux insuffisante¹ et par une sismicité élevée : trois séismes destructeurs ont affecté

de terrain de la ville

geables. Après validation de la solution retenue par la direction de l'Urbanisme et de la Construction, l'étude d'avant-projet détaillée a été établie ainsi que les dossiers d'appel d'offres (photo 2).

■ Géologie – Géomorphologie – Hydrogéologie

La ville de Constantine dont l'altitude varie entre 500 et 800 m est située dans les hautes plaines orientales de l'Atlas tellien. Elle est caractérisée par un relief contrasté où se côtoient gorges profondes, plateaux et collines. Le réseau hydrographique qui la draine, est représenté par les cours d'eau principaux du Rhumel et du Bou Merzoug; en aval de leur confluence, la vallée est entaillée dans un relief surélevé calcaire, pour former des gorges de plus de 150 m de profondeur. La carte géologique au 1/10000^e de Constantine établie dans le cadre de l'étude montre qu'il existe quatre ensembles distincts : l'anté-nappes correspondant au crétacé néritique représenté par le « Rocher » de Constantine, les nappes de charriage représentées par les formations telliennes-marneuses et marno-calcaires, le Néogène post-nappes constitué de formations argileuses du Miocène, de marnes à gypses, de marnes et de calcaires lacustres et le Quaternaire continental argilo-conglomératique. Du point de vue géotechnique, les argiles sont caractérisées par un angle de frottement résiduel variant de 11 à 14°, ce qui explique l'instabilité potentielle de versants qui présentent pourtant une très faible pente. L'aspect hydrogéologique a été appréhendé pour chaque zone de glissement à partir de l'observation des nombreuses sources répertoriées sur le terrain et des puits existants dans les propriétés privées. Ces observations ont été complétées par celles liées à la présence d'eau d'origine anthropique : le réseau AEP de 600 km de longueur, a un volume de pertes qui est estimé à 24 Mm³/an (dont 8,7 Mm³/an pour les fuites de réseau), soit 60 % de la production estimée à 40 Mm³/an. Des points d'observation des eaux souterraines (piézomètres) ont également été créés, avec certaines difficultés à conserver la totalité des équipements installés. Ce réseau de points de surveillance a fait l'objet d'un suivi de près de deux années pour vérifier la concomitance des désordres les plus importants enregistrés ces trente dernières années avec les épisodes pluviométriques majeurs.

■ Vulnérabilité

Afin de permettre à l'administration locale d'actualiser son plan directeur d'aménagement urbain, une carte et un plan de vulnérabilité ont été établis par Arcadis

respectivement au 1/10000^e et au 1/5000^e. Ces documents d'utilisation pratique pour l'aménageur et l'urbaniste, ont pour but de préciser les aptitudes des sols à la construction suivant un zonage géotechnique. Il est défini les classes de vulnérabilité vis-à-vis des glissements de terrain principalement, mais également vis-à-vis du risque d'inondation. L'intérêt majeur du travail entrepris est également :

- pour les classes constructibles sous réserve (classes 2 et 3), de préconiser à titre préventif les dispositions générales à respecter, les études géotechniques à entreprendre préalablement avant tout aménagement, les mesures à prendre vis-à-vis des travaux de terrassement et d'assainissement;
- pour les classes non constructibles (classes 4a, 4b, 5 et 6), de recommander, en particulier pour les zones urbanisées, les travaux de confortement nécessaires afin d'empêcher la progression des glissements de terrain vers les constructions limitrophes de ces glissements;
- pour la classe constructible mais exposée au risque d'inondation (classe 7), de définir les compléments d'études hydrauliques à réaliser impérativement pour une approche plus rigoureuse de cet aléa (figure 1).

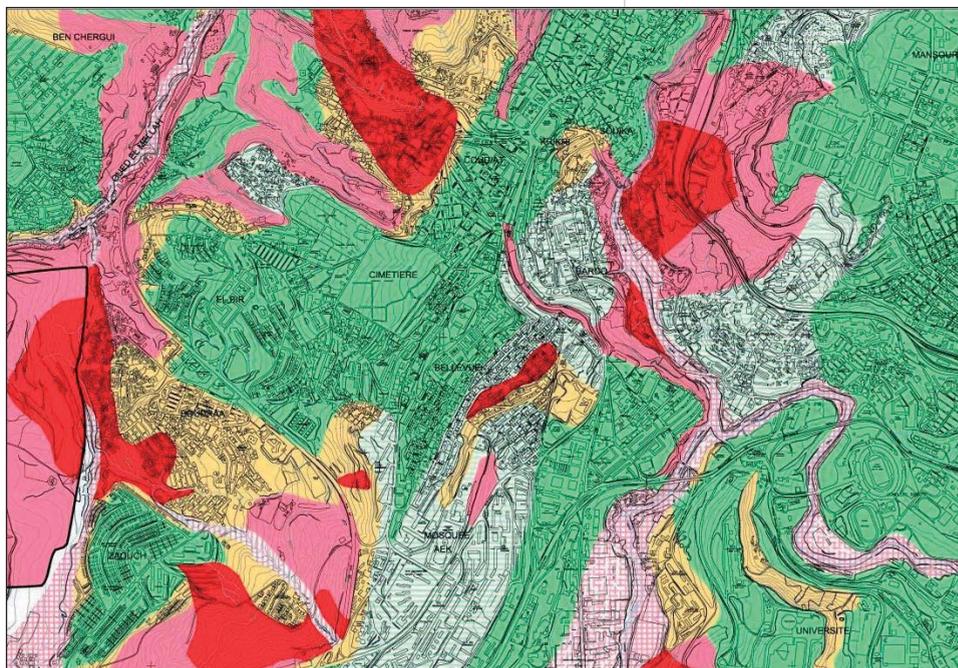


Figure 1

Extrait du plan de vulnérabilité de Constantine
Excerpt from the Constantine vulnerability drawing

Mohamed Yazid Koutchoukali
Directeur
Direction
de l'Urbanisme
et de la Construction
de la Wilaya
de Constantine

Aïssa Bentabet
Chargé de développement
international
Arcadis ESG

Rachid Bougdal
Professeur
Université
de Bab Ezzouar

Bernard Pincent
Expert
Arcadis ESG

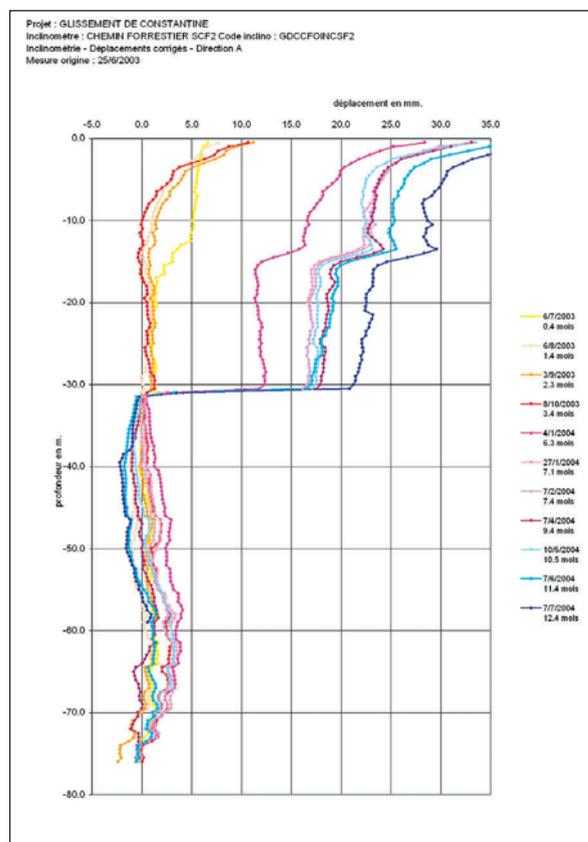


Photo 3
Station GPS et nivellement de précision
GPS station and precision levelling

	Nombre	Nombre total de mesures	Observations
Inclinomètres	48	433	Par tube
Repères de nivellement	844	4220	Cinq relevés
Repères GPS	208	1040	Cinq relevés

Tableau I
Système de mesures adopté pour la détection et la surveillance des déplacements
Measuring system adopted for movement detection and monitoring

Figure 2
Inclinométrie - Déplacements du site du Chemin forestier - Pont Sidi Rached
Inclinometry - Movements of the Forest Path site - Sidi Rached Bridge



■ L'apport de l'instrumentation

La méthodologie d'étude des glissements de terrain, mise en œuvre depuis plus de vingt ans sur de très nombreux glissements de terrain, privilégie l'instrumentation et particulièrement les mesures inclinométriques (mesures des déplacements horizontaux du sol en profondeur). Si on respecte les procédures de mise en œuvre, ces mesures mettent en évidence rapidement et avec précision, la ou les surfaces de rupture, la vitesse et la direction du mouvement (photo 3).

Les forages qu'il faut réaliser pour mettre en place les tubes inclinométriques permettent d'établir une coupe des terrains et de faire des prélèvements. Le coût de ces forages et des mesures inclinométriques en limite l'usage à la caractérisation d'un profil longitudinal. L'extension latérale est déterminée par les indices d'instabilité visibles sur le terrain et par des mesures des déplacements verticaux par **nivellement de précision**. Des profils transversaux permettent de délimiter la zone instable latéralement. Peu coûteuse, c'est une mesure précise ($\pm 0,5$ mm) ce qui la rend sensible aux déformations naturelles de la surface des terrains qui sont de l'ordre de ± 1 cm à Constantine.

Inclinométrie et nivellement ne peuvent couvrir toutes les surfaces potentiellement instables de Constantine. C'est pourquoi, un réseau de points mesurés par GPS a été mis en œuvre dans les zones d'extension des glissements de terrain déclarés, pour surveiller les déplacements à long terme de ces pentes. La technique de mesure, GPS différentiel, assure une précision expérimentale de ± 2 cm avec un temps d'enregistrement de 15 minutes par point, adoptée pour des raisons pratiques de durée de mesure.

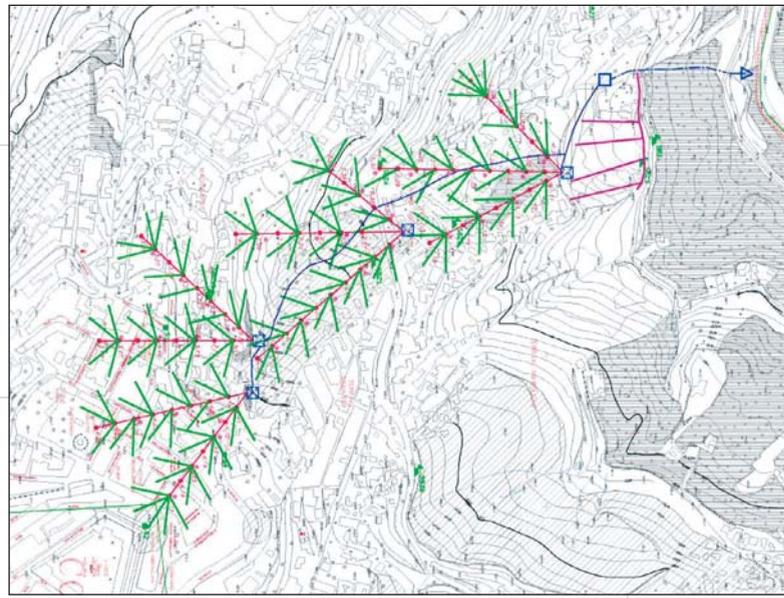
D'autres techniques de surveillance des pentes à long terme ont été envisagées (traitement d'images satellites, interférométrie radar satellite, photogrammétrie), mais n'ont pas été retenues pour des raisons de résolution (on recherche des déplacements de quelques centimètres...), de coût, mais aussi de maîtrise par les autorités en cas de situation de crise.

En site urbain, l'expérience montre qu'il est impossible de conserver intact la totalité des repères ou des appareils de mesure mis en place pendant une longue période, la perte pouvant être parfois très importante. Pour remédier à ce problème, un système de porte-repère escamotable en tube d'acier, peu coûteux et très discret, a été spécialement développé pour les mesures de nivellement et GPS effectuées sur Constantine. Le taux de perte de repères a été remarquablement faible, perte souvent consécutive à des travaux réalisés sans concertation avec les services de l'administration (tableau I). Les mesures ont débuté en 2003-2004 et se poursuivent actuellement dans le cadre de l'observatoire des glissements de terrain (figure 2).

Figure 3

Belouizdad - Schéma d'implantation des galeries drainantes et drains

Belouizdad - Layout diagram of draining galleries and drains



■ Travaux de confortement

En fonction de l'ampleur des désordres, de la topographie du site, du degré d'urbanisation, de l'état et du type du bâti existant, des résultats de mesures et d'essais, plusieurs solutions de travaux de confortement ont été proposées par Arcadis : réseaux de galeries drainantes de grand diamètre, tranchées drainantes de profondeur variable (de 5 à 15 m), masques et éperons drainants, inclusions rigides par pieux métalliques, tirants d'ancrages, remodelage des terrains, ouvrages en béton... (figure 3).

Le tableau II indique l'ampleur des instabilités et les confortements proposés. On notera que pour certains sites, devant l'ampleur des travaux, il a été admis de laisser le mouvement se poursuivre en mettant en sécurité les zones qui n'ont pas été encore atteintes par les instabilités.

■ Quatre sites parmi les dix-huit étudiés

Sites de Bélouizdad/Kitouni/Kaïdi Abdellah

Ces trois quartiers situés dans le centre historique de Constantine sont affectés par un des plus importants glissements, par son ampleur (plus de 30 ha), et surtout par l'importance des dommages provoqués et son évolution qui menace de nombreuses constructions voisines du glissement. Le mouvement gravitaire concerne un versant de pente moyenne 20 % et de dénivelée de 300 m.

Les masses mobilisées sont contenues dans un chenal de près de 1300 m de long sur 200 à 300 m de large correspondant à un volume de matériaux en mouvement de l'ordre de 3 millions de m³. Les travaux envisagés consistent en la réalisation de 1800 ml de galeries drainantes de 3 m de diamètre, de 6000 ml de drains auréolaires, d'une protection des berges de l'oued Rhumel par enrochements. Cette solution présente l'avantage d'être peu contraignante vis-à-vis du bâti, de maintenance limitée et dont la réalisation peut être modulée dans le temps.

Sites de Benchergui/El Ménia

Les désordres existants sont caractérisés par des effondrements spectaculaires du talus de la cité Benchergui (photo 4) située rive ouest et par les glissements successifs depuis près de 20 ans du versant instable d'El Ménia qui affecte régulièrement la RN 27 à 2 x 2 voies construite en profil mixte. Les confortements préconisés comprennent :

Sites	Enjeux Habitat	Axe routier, accès	Glissement, profondeur (m)	Volumes en mouvement (m ³)
Belouizdad	***	**	16 / 21	3 000 000
Boussouf	***	#	8.5 / 17 ~ 10	3 000 000
Sotraco	***	#	8-oct	240 000
Bellevue	***	#	8.5	20 000
Ben Chergui El Menia	***	#		650 000
RN 27	*	**	21.5	
Chemin Forestier Pont Sidi Rached	*	**	30.5	6 000 000
Cilic	*	#	5.5 / 7.5	30 000
Bardo	#	***	8	200 000
Boudraa Cité Ben Chergui	***	#	7.5	120 000
Terrain Mosquée	#	#		10 000
Place Krikri	#	*		
Université Est	#	*		
Cité 20 Août	#	**	9.5	10 000
Université Ouest	#	*		
Poudrière	***	#	?	100 000
Zaouche	#	#		

Légende : *** enjeu important ** enjeu moyen

Tableau II
Principales caractéristiques des zones instables étudiées
Main characteristics of the unstable areas investigated



Photo 4

Cité Ben Chergui - Instabilité de la falaise de conglomérats. Des habitations ont été détruites par l'écroulement de pans de la falaise

Ben Chergui housing estate - Instability of the conglomerate cliff. Dwellings have been destroyed by the collapse of cliff sections



Photo 5
 Vue de la mosquée. Le talus à droite est stabilisé
 View of the mosque. The earth bank on the right is stabilised

- le remodelage du terrain pour adoucir les pentes amont, décharger la partie amont du glissement et augmenter la charge en pied de talus;
- le clouage de la pente par une série de pieux métalliques D 800 mm, de 22 m de profondeur, disposés sur quatre files avec un entraxe de 2,50 m sur une superficie de l'ordre de 1 800 m²;

- la réalisation d'une tranchée drainante de 6 m de profondeur et 1,5 m de largeur;
- la protection des berges de l'oued Mellah sur une hauteur maximum d'environ 4 m;
- la modification du tracé d'une route d'accès à un lotissement ainsi que la démolition de plusieurs constructions.

Chemin forestier/Culée est du pont de Sidi Rached

Les désordres (1920-1955) puis la rupture (1979) de la première arche du pont Sidi Rached, ouvrage emblématique de la ville de Constantine, se sont produits après un lent déplacement de la culée Est. La cause a été longtemps imputée à l'instabilité de la culée elle-même. L'instabilité du versant amont, dit du Chemin forestier, qui avait été envisagée par certains experts, n'avait jamais été démontrée. Le mécanisme du phénomène a pu être mis en évidence dans le cadre de ces études. En effet, l'application des techniques de mesure des déplacements en surface (nivellement de précision, GPS) et en profondeur (inclinométrie), mais aussi l'analyse approfondie des mesures topographiques effectuées sur le pont depuis 1954, ont permis de relever la position des surfaces de glissement qui peuvent se superposer (30,5 m max), l'extension du glissement (6 Mm³) et sa vitesse (24 mm/an à peu près constante depuis plus de 50 ans). Devant l'impossibilité d'arrêter une telle masse instable, confirmée par les études géologique, hydrogéologique et géotechnique, par les investigations in situ et les calculs de stabilité, une solution d'appuis coulissants et de joints à très grande course (et de faible maintenance) a été proposée pour la culée.

La réalisation d'une galerie drainante équipée de drains rayonnants sous la culée a été proposée en complément, pour limiter les pressions interstitielles en cas de situation exceptionnelle (rupture de conduite d'eau par exemple).

La grande mosquée Émir Abdelkader

Les travaux de terrassement entrepris en 1969 pour la construction de la mosquée Émir Abdel Kader et de l'Université des Sciences Islamiques, impliquant des déblais importants à l'amont et des remblaiements à l'aval, ont déclenché dès le début des travaux des

Tableau III

Les solutions de confortement proposées
 Proposed consolidation solutions

Sites	Volumes en mouvement (m ³)	Stabilisation de(s) glissement(s)	Type de solutions de confortement
Belouizdad	3 000 000	oui	Drainage profond : galeries drainantes et drains rayonnants. Protection des berges
Boussouf	3 000 000	non	Remodelage des talus. Stabilisations locales par clouage. Aménagements hydrauliques. Compléments d'études
Sotraco	240 000	oui	Drainage par tranchée. Busage de l'oued par un ouvrage cadre
Bellevue	20 000	oui	Drainage profond : tranchées de grande profondeur et exutoires réalisés par fonçage
Ben Chergui El Menia RN27	650 000	oui	Remodelage du terrain. Clouage par pieux métalliques. Drainage par tranchées. Protection des berges de l'oued
Chemin Forestier Pont Sidi Rached	6 000 000	non	Drainage local de prévention par galerie et drains. Mise en œuvre d'un système d'appuis et de joints à large course pour le tablier
Cilic	30 000	oui	Remodelage des talus. Drainage par masque drainant et tranchées. Clouage de l'escarpement amont
Bardo	200 000	oui	Drainage par éperons drainants. Nouveau tracé de la route. Protection des berges de l'oued
Boudraa Cité Ben Chergui	120 000	oui	Drainage profond par tranchées et clouage de l'escarpement amont
Terrain Mosquée Place Krikri	10 000	oui	Drainage local
Université Est		-	Purge et substitution. Réfection des réseaux
Université Est		oui	Remodelage des talus. Soutènements en gabions
Cité 20 Août	10 000	oui	Drainage amont par tranchée. Clouage du talus aval
Université Ouest		-	Drainage par tranchée
Poudrière	100 000	-	-
Zaouche		-	-

instabilités de talus qui ont été traitées par drainage. Lors des premières études, l'hypothèse d'un grand glissement passant sous la mosquée a été alors avancée. En 1999, quelques années après la fin de la construction, des désordres, déformations de joints et fuites d'eau en toiture, sont apparus dans la structure. Les désordres les plus significatifs visibles à l'intérieur de la mosquée (ouvertures anormales de joints verticaux de la structure et fissures) sont limités à la zone en remblai le long du boulevard Che Guevara et s'étendent sur une cinquantaine de mètres de longueur.

L'expertise réalisée montre que le profil du terrain au niveau de la mosquée, avec une pente de 7° seulement ne justifie pas le développement d'un glissement de terrain en profondeur, passant sous la mosquée, même avec les caractéristiques géomécaniques les plus pessimistes des terrains. Ceci a conduit à conclure que les désordres constatés sont plutôt dus à des mouvements locaux qu'à un grand glissement de terrain. Il est très probable que l'ouvrage présente des problèmes de fondation à cet endroit. L'absence de documents d'archive ne permet pas de connaître le mouvement des terres, en particulier la limite entre les zones en remblais et en déblais sous la mosquée, ni son mode de fondation. Seul un diagnostic particulier des fondations de la mosquée et de l'université permettra d'établir un projet de reprise en sous-œuvre (photo 5). ■

ABSTRACT **Algeria : landslides** **in the city of Constantine**

M.-Y. Koutchoukali, A. Bentabet,

R. Bougdal, B. Pincent

Over the last 30 years or so, the city of Constantine and its outskirts have been subjected to the consequences of a series of landslides which are affecting the urban fabric disturbingly. This article describes the approach adopted by Arcadis ESG for the thorough investigation of unstable areas in Constantine entrusted to it by the local authorities. The consolidation work solutions are described for the largest sites and for those which are a major symbol of the City of Bridges, such as the Sidi Rached Bridge, one of whose abutments is located in a very big landslip.

RESUMEN ESPAÑOL **Argelia : los deslizamientos** **de terreno de la ciudad** **de Constantina**

M.-Y. Koutchoukali, A. Bentabet,

R. Bougdal y B. Pincent

La ciudad de Constantina y su circunvalación, son objeto desde casi 30 años, de las consecuencias de una serie de deslizamientos de terreno que afectan de forma inquietante el entramado urbano. Se describe en este artículo el enfoque adoptado por Arcadis ESG para el estudio exhaustivo de las zonas inestables de Constantina que le ha encargado la administración local. Las soluciones de trabajos de consolidación van presentadas para los enlazamientos más importantes o para los que representan un fuerte símbolo de la Ciudad de los Puentes, como por ejemplo, el puente Sidi Rached cuyo uno de sus estribos está ubicado en un deslizamiento sumamente importante.

Mexique : les 4 000 pieux à Minatitlan

Cimentaciones Mexicanas, encore appelée Cimesa, filiale mexicaine de Solétanche Bachy, vient de terminer les travaux de traitement de sol et de fondations profondes qui lui ont été confiés – par trois clients différents – sur le site de la nouvelle raffinerie de Minatitlan.

La reconfiguration de cette raffinerie qui a pour nom G^{ral} Lazaro Cardenas à Minatitlan a donné lieu à l'un des chantiers de fondations profondes les plus importants de ces dix dernières années.

Outre 4 120 pieux et 8 200 m² de barrettes, ont été exécutés des traitements de sol par les techniques du compactage dynamique, de l'injection solide et du drainage par drain plat, le tout dans des quantités qui sortent également de l'ordinaire.

Au plus fort de ce chantier de fondations, Cimesa a utilisé 18 outillages et près de 600 personnes. Toutes les ressources régionales en fabrication de béton et d'acier ont été mobilisées.

L'histoire du pétrole mexicain a commencé à Minatitlan, dans la partie sud du golfe du Mexique, par de premières prospections en 1901, suivies par la construction d'une raffinerie expérimentale dès 1905, la première d'Amérique Latine. Minatitlan est aujourd'hui une ville de taille moyenne, comptant environ 200 000 habitants, centre de gravité de l'activité pétrochimique du pays (photo 1).



Photo 1

Photo par satellite localisant le chantier de Minatitlan
Satellite photo locating the Minatitlan construction site

L'histoire du chantier dont nous allons parler a commencé en octobre 2003 lorsque Pemex (Petróleos Mexicanos) a confié un chantier d'essais à Cimesa (Cimentaciones Mexicanas). Il s'agissait, sur ce site de 72 ha aux médiocres caractéristiques géotechniques où devait être érigée la nouvelle raffinerie, de définir les techniques les plus appropriées pour réduire le risque de liquéfaction des sables en cas de séisme ainsi que les fondations profondes les plus performantes.

■ Le projet

Malgré les transformations successives qu'elle avait déjà subies, la raffinerie G^{ral} Lazaro Cardenas, enclavée entre le tissu urbain et le fleuve Coatzacoalcos, ne permettait plus de produire en quantité et qualité suffisantes les carburants nécessaires aux moteurs actuels et répondant aux normes de pollution.

Cette raffinerie est en outre le premier employeur local et l'économie de toute la région repose sur son activité. La compagnie pétrolière nationale Pemex a décidé en 2002 de construire une nouvelle usine constituée de neuf sous-unités principales dotées des derniers développements technologiques portant la capacité de production de 186 000 à 350 000 barils/jour (figures 1 et 2).

■ Les conditions géotechniques

Toute cette partie du golfe du Mexique est une plaine côtière très marécageuse comportant de fortes épaisseurs de terrains compressibles. Les quelques émergences de bon sol qu'on y trouve sont évidemment déjà construites. C'est le cas de la raffinerie existante et de la ville de Minatitlan.

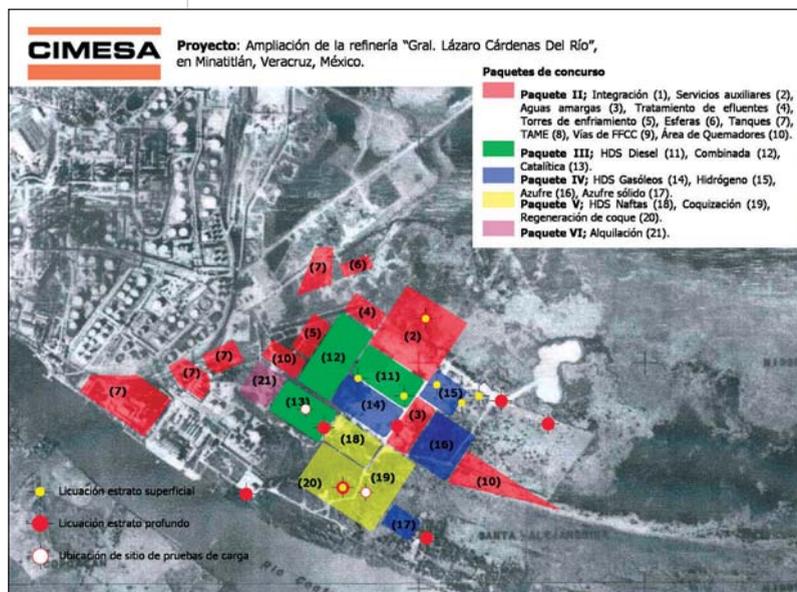
Après plusieurs études successives, Pemex a choisi pour sa nouvelle raffinerie un terrain de 72 ha jouxtant l'usine existante, mais de médiocres caractéristiques géotechniques.

Le sol est en effet constitué d'une alternance d'argiles molles à très molles avec des couches de sables plus ou moins fins de compacité lâche à moyennement lâche. On y trouve notamment, entre 0 et 20 m de profondeur, deux horizons de sables liquéfiables qui vont nécessiter d'importants travaux d'amélioration de sol. Quant aux horizons favorables aux fondations, ils règnent à des profondeurs comprises entre 25 m et 45 m.

Figure 1

Position des différentes usines de la raffinerie Gral Lazaro Cardenas

Location of the various plants of the Gral Lazaro Cardenas refinery



de la raffinerie Pemex



**Pierre Guiot
du Doignon**
Directeur général
Cimentaciones
Mexicanas SA de CV
(groupe Solétanche
Bachy)



**Hector Moreno
Alfaro**
Subgerente
de Ingeniería Civil
Dirección corporativa
de ingeniería y desarrollo
de proyectos
Petróleos Mexicanos
(Pemex)

■ Les techniques

La première étape a donc été un chantier d'essais, commencé en 2003. Il était divisé en deux grandes parties : traitements de sols, d'une part, et fondations profondes, d'autre part. L'objectif était dans les deux cas de définir les techniques les mieux adaptées.

Des drains plats verticaux ont été installés pour accélérer la consolidation des formations argileuses supérieures (photo 2).

Pour le traitement des sols liquéfiabiles, deux techniques se sont montrées efficaces : le compactage dynamique pour les couches superficielles (photo 3), et l'injection solide pour les couches plus profondes. Il s'agit de techniques encore peu courantes au Mexique.

Pour les fondations profondes, le point important du chantier d'essais était de valider dans les conditions du site les performances des pieux Starsol à grande profondeur en concurrence avec les techniques traditionnelles pratiquées au Mexique : pieux battus et pieux forés sous boue.

La technique des pieux à la tarière creuse – à laquelle ressortit le procédé Starsol – étant nouvelle au Mexique, il a fallu, entre autres, démontrer à Pemex que l'on pouvait faire pénétrer une cage d'armatures de 32 m de long dans un pieu déjà bétonné. La réalisation de l'essai a nécessité d'amener une Starsol 12000 depuis la France pour réaliser une dizaine de pieux seulement. Des essais de chargement ont été exécutés pour prouver les performances des pieux Starsol (photo 4).

Les résultats ayant été concluants, il ne restait plus qu'à passer à l'étape industrielle de construction.



Photo 2
Drains plats
Flat drains



Photo 3
Compactage dynamique
Dynamic compaction

Figure 2

Image de synthèse de la future usine
Synthesis image of the future plant



Photo 4
Essai de chargement de pieu
à 700 t
700-tonne pile loading test



Photo 5
Vue d'ensemble du chantier
avec sa forêt de grues
*General view of the site
with its forest of cranes*



Photo 6
Une des Starsol 12000 parmi
d'autres machines de pieux
*One of the Starsol 12000
machines among other pile
driving machines*



■ Nos clients

Le premier client, comme déjà dit, aura été Pemex, pour le chantier d'essais en 2003.

Début 2005, le projet était lancé avec l'attribution des cinq lots de construction à diverses entreprises générales. C'est tout d'abord avec le groupement d'entreprises Tecnicas Reunidas - Odebrecht - Rio San Juan Construcciones que nous avons contracté l'ensemble des traitements de sols et des fondations des lots 5 et 4. Les derniers contrats, totalisant les deux tiers du lot 3, ont été passés courant 2005 avec Dragados.

■ Le chantier

C'est en octobre 2005 que les travaux ont effectivement commencé avec les traitements de sol superficiels, pour enchaîner, à partir de janvier 2006, sur les traitements de sol profonds et les fondations.

Si les difficultés techniques de mise au point inhérentes à chacune des spécialités mises en œuvre ont pu être assez rapidement résolues, le grand défi et le grand problème permanent de ce chantier gigantesque aura été de mobiliser et de faire fonctionner les énormes moyens en matériels et personnels nécessaires à la tenue de délais qui étaient, comme il se doit, draconiens (photo 5).

En effet, pour des raisons diverses, nos travaux ont démarré avec retard. Mais surtout, c'est simultanément que nous avons dû réaliser la totalité des travaux qui nous avaient été attribués en lots et avec des clients différents.

Ainsi avons-nous dû mobiliser entre octobre 2005 et octobre 2006 les moyens suivants :

- pour le compactage dynamique : jusqu'à cinq grues travaillant à deux postes de 12 heures pour compacter près de 100000 m²;
- pour les pieux Starsol : ce sont deux Starsol 12000 qui ont fait le voyage depuis la France pour réaliser les 2490 pieux répartis sur nos trois contrats principaux. Là aussi nous avons travaillé la majorité du temps 24 heures sur 24 (photo 6);
- pour les pieux forés à la boue : neuf outillages travaillant jour et nuit ont été nécessaires pour réaliser 1630 pieux (photo 7);
- pour les barrettes : un outillage pour réaliser les 76 barrettes de 2,70 m x 0,80 m de section à une profondeur comprise entre 35 m et 45 m (photo 8);

Photo 7

La plate-forme Gasoleos
The Gasoleos platform

- pour les injections solides : plus de 150000 m de forage ont été réalisés avec quatre outillages longue course travaillant à deux postes de 12 heures ;
- enfin, des essais de chargement statique à 700 t ont été réalisés sur 15 pieux.

Sans s'étendre sur l'importante logistique annexe qu'il est facile d'imaginer en proportion, notons qu'il aura fallu mobiliser une douzaine de grues de manutention. Si les moyens propres de Cimesa et du groupe Solétanche Bachy ont largement contribué à la réalisation et au succès du chantier, il convient de souligner le rôle clé joué par les sous-traitants et les fournisseurs. Pendant les mois les plus chargés, la production a atteint 17 pieux forés-moulés sous boue et 25 pieux Starsol par jour, ce qui représente la consommation quotidienne de près de 800 m³ de béton et 100 t d'acier façonnés (photo 9).

Pour satisfaire de telles cadences, ce sont trois centrales à béton appartenant à deux fournisseurs différents ainsi que des équipes totalisant 200 ferrailleurs qui ont assuré les approvisionnements nécessaires.

■ Les ressources humaines

Il a fallu réunir en peu de temps une force de travail qui a atteint 565 personnes en pointe. Compte tenu du dynamisme général de la construction au Mexique à cette même période, ce fut un réel tour de force.

Le plus significatif restera l'impressionnante quantité d'opérateurs de grues et de foreuses de pieux que nous avons réunie localement. Nous avons eu jusqu'à 43 opérateurs en même temps.

Enfin, pour appuyer et encadrer l'ensemble, le chantier eut recours à une vingtaine d'expatriés venus de diverses entités de Solétanche Bachy à travers le monde, mais surtout de France.

LES PRINCIPALES QUANTITÉS RÉALISÉES PAR CIMESA

- Drains préfabriqués : 400000 m
- Compactage dynamique : 100000 m²
- Injections solides : 170000 ml de forage
- Pieux forés boue Ø 600 à 1200 mm : 1630 pieux pour 51500 ml de forage
- Pieux Starsol Ø 500 à 800 mm : 2490 pieux armés toute hauteur soit 75000 m
- Barrettes épaisseur 800 mm : 8200 m²
- Essais de chargement statique : 15 pieux
- Béton : 85000 m³
- Acier : 7000 t

■ Retour d'expérience

Quels enseignements peut-on tirer de cette épopée ? Le plus grand défi que nous ayons eu à relever est la formidable mobilisation humaine nécessaire au fonctionnement du mastodonte, étant rappelé que les technologies du sol nécessitent un niveau de qualification nettement supérieur à celui du bâtiment ou des travaux publics. Il ne fait pas de doute que c'est la principale clé de la réussite de ce type de chantier dès lors que l'entreprise est suffisamment puissante pour mobiliser les moyens matériels.

Également, il a fallu gérer simultanément différents clients dont les réactions étaient divergentes quand bien même le travail, le site et le maître d'ouvrage étaient identiques.



Photo 8

Atelier d'excavation de barrettes

Barrette excavation equipment



Photo 9

Bétonnage de pieu. Le chantier consommait 800 m³ de béton par jour

Pile concreting. The project consumed 800 cu. m of concrete per day

► Enfin, tous les acteurs sont conscients d'avoir participé à une grande aventure et éprouvent la satisfaction d'avoir vécu, à une échelle rarement vue dans les chantiers de fondations, l'enchaînement logique des étapes. Cela a commencé par les essais qui ont permis de définir et de valider les technologies, a continué par leur mise en œuvre industrielle avec toutes les difficultés découlant de quantités exceptionnellement élevées, pour finir par les contrôles de réception. ■

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maître d'ouvrage

Petróleos Mexicanos (Pemex)

Entrepreneur principal lot 3

Dragados Proyectos Industriales

Entrepreneur principal lot 4

Técnicas Reunidas - Odebrecht - Rio San Juan Construcciones

Entrepreneur principal lot 5

Técnicas Reunidas - Odebrecht - Rio San Juan Construcciones

ABSTRACT

Mexico : the 4,000 piles of the Pemex refinery in Minatitlan

P. Guiot du Doignon, H. Moreno Alfaro

Cimentaciones Mexicanas, also called Cimesa, the Mexican subsidiary of Solétanche Bachy, recently completed the soil treatment and deep foundation works awarded to it – by three different clients – on the site of the new Minatitlan refinery.

The reconfiguration of this refinery called Gral Lazaro Cardenas at Minatitlan involved one of the largest deep foundation projects in the last ten years.

In addition to 4,120 piles and 8,200 sq. m of barrettes, soil treatments were executed by the techniques of dynamic compaction, solid injection and drainage by flat drain, all this in quantities which are likewise exceptional.

At the peak of this foundation work project, Cimesa used 18 machines and around 600 employees. All the region's concrete and steel production resources were called on.

RESUMEN ESPAÑOL

México : los 4000 pilotes de la refinería Pemex en Minatitlan

P. Guiot du Doignon y H. Moreno Alfaro

Cimentaciones Mexicanas, aún denominada Cimesa, filial mexicana de Solétanche Bachy, acaba de finalizar los trabajos de tratamiento de suelo y de cimientos profundos que les fueron encomendadas – por tres clientes distintos – en el emplazamiento de la nueva refinería de Minatitlan.

La reconfiguración de esta refinería que se denomina Gral Lazaro Cardenas en Minatitlan ha dado lugar a una de las más importantes obras de cimientos profundos de estos diez últimos años.

Además de los 4120 pilotes y 8200 m² de presillas, se han ejecutado diversos tratamientos de suelo mediante técnicas de compactación dinámica, inyección sólida y drenaje mediante dren llano, y la totalidad según cantidades que también no son ordinarias.

En el momento más intenso de esta obra de cimentaciones, Cimesa ha utilizado 18 herramientas y cerca de 600 personas. Todos los recursos regionales de fabricación de hormigón y de acero fueron reunidos.

Construction d'une paroi étanche en sol bentonite sur le site de l'ancienne aciérie de Newcastle (Australie)

Le chantier de réhabilitation du site de l'ancienne aciérie BHP à Newcastle – 180 km au nord de Sydney en Nouvelle Galles du Sud (Australie) – constitue un nouveau record en matière de construction d'écran de confinement utilisant la technique de paroi en sol bentonite. Cette technique, peu utilisée en Europe et en Australie jusqu'alors, implique l'exécution d'une tranchée continue, stabilisée à la boue bentonitique, qui est remblayée à l'avancement en réutilisant principalement des matériaux du site. Le produit fini consiste ici en une barrière hydraulique verticale de 25 à 45 m de profondeur et de 800 mm d'épaisseur, constituée de sables argileux denses de granulométrie continue avec une perméabilité très faible.



Photo 1

Vue de l'aciérie en service à la fin des années 50
View of the steel plant in service in late 50's

■ Présentation du projet

Le site de l'aciérie

Le chantier est situé sur la rive droite du fleuve Hunter à Mayfield, en face du terminal maritime charbonnier de Port Waratah (qui représente à lui seul plus de 10 % du marché mondial). Exploité à des fins d'extraction de métaux depuis 1870, ce site fut finalement sélectionné pour la construction d'une aciérie moderne en 1912 en raison de la proximité et de la qualité du charbon trouvé dans la vallée de la Hunter. L'usine, qui employait plus de 6000 personnes, est restée en service

jusqu'en 1999 (photo 1). Le site a été déclaré officiellement zone contaminée devant être réhabilitée par l'Agence de l'Environnement en juin 2001. La partie du site la plus polluée correspond principalement à l'emplacement des hauts-fourneaux, des quatre batteries de fours à coke et à la zone de traitement des produits dérivés (« Area 1 »). Cette zone d'une superficie de 35 ha contient 90 % des effets de pollution de la nappe (photo 2).

RLMC

La Regional Land Management Corporation (RLMC) a été fondée en 2001 dans le but de revaloriser les terrains industriels transférés à l'État de la Nouvelle Galles du Sud par la société BHP-Billiton après la fermeture de l'aciérie et des zones annexes en 1999-2000. Le domaine sous tutelle comprend au total 3339 hectares de terrains dans le bassin du Hunter avec un fort potentiel industriel et portuaire. L'enveloppe attribuée à la réhabilitation du site de Mayfield (150 ha) s'élève à 110 millions de dollars (66 millions d'euros), la majorité des fonds étant destinée à pallier de façon durable l'impact du site sur l'environnement.

Photo 2

Vue du site après démantèlement de l'usine
View of the site after dismantling of the plant



Philippe Liausu
Directeur général adjoint
Menard Soltraitement



Charles Spaulding
Directeur de projet
Austress Menard

SOLS ET FONDATIONS

Construction d'une paroi étanche en sol bentonite sur le site de l'ancienne aciérie de Newcastle (Australie)

Tableau I

Les options de traitement
Remediation options

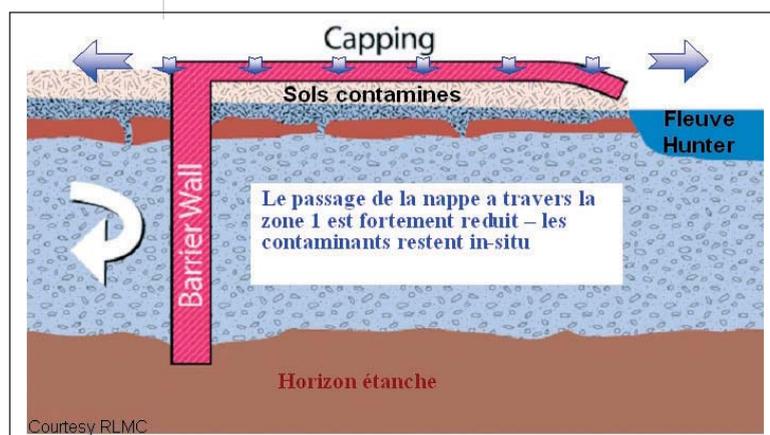
Option	Avantages et inconvénients	Bilan
Traitement des sols in-situ	<ul style="list-style-type: none"> • Solution définitive • Coût de l'ordre de 10 fois supérieur aux autres solutions • Grosse dépense énergétique • Problème d'excavation des matériaux contaminés sous la nappe • Problème de traitement effectif de 100% des contaminants 	Usine de traitement construite sur le site (Innova) Solution abandonnée
Pompage et traitement	<ul style="list-style-type: none"> • Coûts récurrents importants • Impact du pompage sur les autres utilisateurs 	Solution non retenue
Confinement (paroi verticale étanche + confinement horizontal)	<ul style="list-style-type: none"> • Meilleur compromis coûts - délais • Solution fiable et éprouvée • Solution technique acceptée par l'Agence de l'Environnement • Peu ou pas d'impact sur l'environnement • Coûts récurrents très faibles 	Solution retenue

Figure 1
Vue en plan du site
Plan view of the site



Figure 2

Principe de la coupure amont avec fermeture horizontale
Principle of up-gradient barrier with capping



Stratégie de confinement

Un total de 32 options et variantes ont été étudiées par RLMC dans le cadre de ce projet; les options principales sont synthétisées dans le tableau I.

La solution de confinement, qui a finalement été retenue, consiste à isoler la zone du site la plus contaminée au moyen d'une barrière hydraulique amont (« up-gradient barrier »). L'objectif est d'aboutir à la neutralisation du gradient hydraulique entre le fleuve et la zone contaminée, dans le but de réduire de façon substantielle le rejet progressif de polluants dans le fleuve (figure 1). À cette fin, il est prévu la construction d'une paroi verticale de 1,5 km de long à la périphérie du site, de 25 à 45 m de profondeur, afin de réduire les apports extérieurs par le biais de la nappe phréatique; une couche de fermeture horizontale ainsi que la création de pentes et de réseaux de drainage sont également mises en place pour minimiser les apports par voie pluviale (figure 2).

Les solutions techniques envisagées

Un appel d'offres international a été lancé dans le cadre de la construction du mur d'enceinte aboutissant à la présélection en mai 2005 de quatre groupements d'entreprises représentant les majors européens dans le domaine des fondations spéciales.

Les différentes solutions techniques proposées, en base ou en variante, sont résumées dans le tableau II.

Passation du marché en « Design and Construct »

Le marché a finalement été attribué à l'entreprise Austress Menard, filiale de Menard Soltraitement - Freyssinet (Vinci Construction) sur la base d'un contrat d'entreprise générale de type « GC21 » selon le code des marchés publics de la Nouvelle Galles du Sud. La responsabilité du dimensionnement et de l'exécution des travaux est laissée à l'entrepreneur dans le cadre des spécifications du projet définies au marché, avec en particulier à sa charge de définir et de mettre en œuvre les méthodes de construction et de contrôle à la satisfaction de l'auditeur nommé par l'Agence de l'Environnement (DEC).

La solution technique retenue est celle de la paroi en sol bentonite.

■ Description du site

Les conditions géotechniques

Le site est constitué principalement de sables fins alluviaux quaternaires, denses à très denses, rencontrés sur des épaisseurs de 25 à 40 m; ils reposent sur un plateau gréseux datant du Permien ancien. Une couche d'argile estuarienne - roche altérée présente entre les sables et le socle constitue l'horizon étanche pour l'ancrage de la paroi. Lors du démarrage de la construction de l'aciérie en 1913, une grande partie du site était sous l'eau; il s'agit des « mud-flats » ou zones d'estuaire marécageux soumis à l'influence de la marée et qui furent remblayées au départ par des sables de dragage. Ultérieurement, les terrains servant à l'extension de l'usine furent obtenus par remblaiement progressif des laitiers de hauts-fourneaux et d'autres sous-produits issus de la fabrication du métal. Ces remblais hétérogènes de 3 à 9 m d'épaisseur, difficiles à excaver, sont prédominants sur l'alignement de la paroi.

Un site contaminé

Les sources de contamination du site sont très anciennes puisque la première fabrique de production de cuivre à cet emplacement remonte à 1870.

Les polluants sont à 90 % des hydrocarbures, mais comprennent aussi des métaux lourds, de l'ammoniac et du cyanure par exemple. Les analyses effectuées sur les remblais de surface montrent des niveaux de contamination qui excèdent les niveaux réglementaires de mise en décharges industrielles, en particulier pour les hydrocarbures aromatiques polycycliques (HAP). Les prélèvements réguliers d'échantillons dans les forages permanents répartis sur le site, indiquent des niveaux

Option	Avantages et inconvénients	Bilan
Paroi au coulis	<ul style="list-style-type: none"> • Solution prouvée • Coût comparativement plus élevé • Difficulté de construire ce type d'ouvrage pour des profondeurs allant jusqu'à 50 m 	Solution non retenue (base)
Deep Soil Mixing	<ul style="list-style-type: none"> • Profondeurs difficiles à atteindre • Problème de verticalité et difficulté de mettre en œuvre une paroi continue aux profondeurs considérées • Difficulté de forage en présence de sables très denses • Technique non éprouvée pour ce type d'ouvrage 	Solution non retenue (variante)
Mur en sol-bentonite	<ul style="list-style-type: none"> • Solution éprouvée • Pérennité de ce type d'ouvrage en présence de contaminants • Réutilisation des matériaux excavés du site dans l'ouvrage permanent • Coûts - Délais attractifs 	Solution retenue (base)

de pollution importants des aquifères en présence, notamment en surface (65 %) mais aussi dans certains forages profonds (profondeur excédant 15 m). Pour donner un ordre de grandeur, les échantillons prélevés et utilisés lors des essais préliminaires, situés dans des forages profonds, avaient les taux de contamination suivants pour certains sous-produits : benzène 200 µg/l, TRH 20 mg/l, HAP 6 mg/l.

Les autres contraintes du projet

Plusieurs éléments contribuent à accroître les risques pendant les travaux d'excavation :

- la présence sur le site de réseaux de canalisations enterrés de grande taille, partiellement répertoriés, en communication directe avec la nappe et le fleuve Hunter;
- la présence de réseaux actifs desservant les industries avoisinantes, comme par exemple, un pipeline de transport de brai de houille (produits goudronnés);
- la présence de fondations enterrées en béton arme et d'autres objets encombrants (tels les résidus de fonte, ou « skulls », par exemple).

■ Dimensionnement

La phase de dimensionnement avait pour objet de faire la démonstration de la stabilité à court terme de la tranchée, ainsi que l'étude du comportement mécanique (capacité portante en surface) et hydraulique à long terme de l'ouvrage.

Les études préliminaires ont consisté essentiellement en essais de conformité de la boue bentonitique en présence des contaminants du site (au total quatre types de bentonite testés) et des essais de perméabilité sur différents mélanges constitués d'échantillons représentatifs

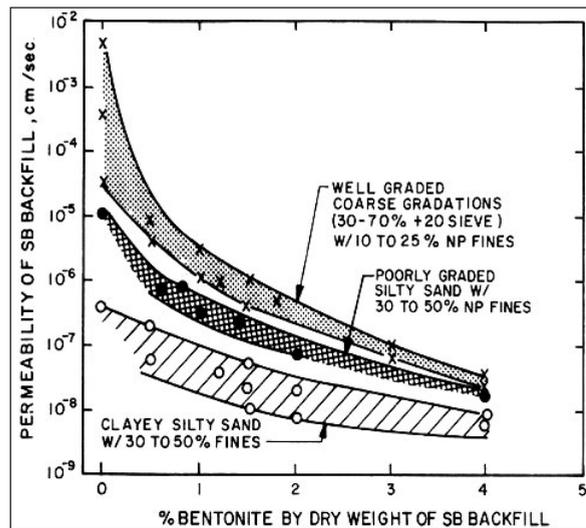
Tableau II
Les différentes solutions techniques envisagées
Different technical solutions considered

SOLS ET FONDATIONS

Construction d'une paroi étanche en sol bentonite sur le site de l'ancienne aciérie de Newcastle (Australie)

Figure 3

Relation entre perméabilité et teneur en bentonite
 Relationship between permeability and % bentonite



des sols du site (sables 95 % et argiles à 5 %), d'argiles naturelles d'importation (huit sources locales testées) et de bentonite (sous forme sèche et hydratée).

La figure 3 illustre la relation théorique entre la perméabilité, exprimée en cm/s, et la teneur en bentonite, exprimée en pourcentage du poids sec du mélange et ce pour différents types de granulométries étalées, des argiles sableuses aux sables et graviers avec une part de fines (passant au tamis de 74 microns). Les valeurs obtenues à l'issue des essais de dimensionnement sont compatibles avec les courbes théoriques, avec des perméabilités mesurées au perméamètre (chambre triaxiale) sur des échantillons préalablement consolidés, comprises entre 10^{-9} et 10^{-10} m/s.

Les études ont également permis de conclure que le potentiel d'acidification des sols n'avait pas d'effet mesurable sur la perméabilité (il s'agit d'un phénomène local de génération d'acide sulfurique par oxydation de certains sols naturels lors de leur exposition à l'air libre (« Acid Sulphate Soils, ASS »), avec des valeurs de pH pouvant atteindre quatre à cinq unités en moins de 24 heures).

Des essais de perméabilité à long terme ont enfin été réalisés sur les mélanges retenus, en remplaçant l'eau distillée par de l'eau contaminée du site, avec pour objectif de détecter une dégradation physico-chimique de l'échantillon qui se manifesterait par augmentation notable de la perméabilité. Il a été généralement observé que les valeurs mesurées se stabilisent généralement en deçà d'un volume de liquide d'imprégnation équivalent à 2 fois la porosité. Dans notre cas, les essais les plus longs ont été menés pendant un total de 3000 heures sous un gradient hydraulique de 50 et avec une augmentation mesurée de la conductivité hydraulique proche de 60 % pendant cette période.

Figure 4

Principe de réalisation de la paroi
 Sketch of cut off wall execution

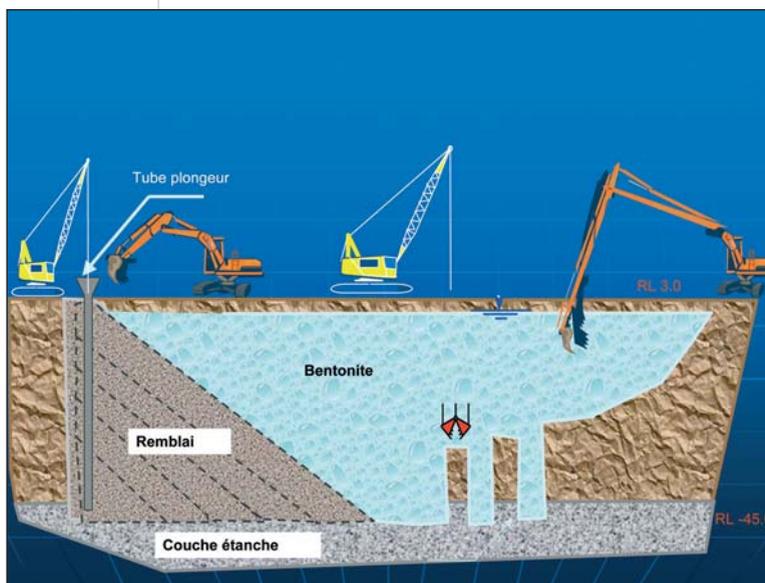


Photo 3

La pelle rétro à bras long
 Long reach backhoe



■ Description des travaux

Prétranchée

Une prétranchée a été réalisée sur le tracé de la paroi à travers la profondeur du remblai, puis a été remblayée à l'avancement avec des matériaux naturels sélectionnés employés lors de la construction du mur. L'objectif était de minimiser les risques liés aux obstructions durant la phase d'excavation profonde, d'identifier et d'éliminer les réseaux enterrés, en particulier canalisations, sources possibles de fuite lors de l'excavation sous bentonite.

Gestion sur site des contaminants

Une des clés de la stratégie de confinement est la gestion sur le site des matériaux excavés en fonction de

leur degré de contamination. Ce dernier était déterminé dans un premier temps au pied de la tranchée sur la base de paramètres sensoriels et au moyen de détecteurs à photo-ionisation (PID), puis était confirmé par des essais de laboratoires réalisés par prélèvements sur les zones de stockage. Différents types d'aires de stockage ont été établis, le niveau le plus élevé correspondant aux déchets contenant principalement des formes pures d'hydrocarbures (SPH). Un système de traçabilité des matériaux a été mis en place afin d'identifier la position de chaque livraison de camion avant compactage final et traitement éventuel (amiante, sols acides - ASS).

Excavation de la tranchée

La tranchée, longue de 1510 m, d'une profondeur maximale supérieure à 45 m, représente environ 50000 m² de paroi. L'excavation est réalisée sous boue bentonitique sur le principe de la tranchée ouverte remblayée à l'avancement (figure 4). Deux types d'excavateurs ont été utilisés : une pelle rétro de 125 t équipée d'un bras pouvant excaver à 25 m de profondeur (photo 3) et un atelier de forage à la benne mécanique excavant des panneaux de 3200 mm par 800 mm (photo 4).

La tranchée ouverte la plus longue (point entre le sommet du remblai et le point d'excavation à la benne) a été de 325 m le 10 août 2006 représentant une surface de tranchée ouverte sous boue d'un seul tenant de 7000 m² environ (photo 5).

La boue bentonitique est recyclée à l'avancement de façon « naturelle », c'est-à-dire sans l'usage de dessableurs. Elle est introduite fraîche généralement au point d'excavation, et extraite au point de contact de la tranchée avec le sommet du remblai. Elle fait l'objet d'un contrôle qualité rigoureux notamment pour le suivi des paramètres usuels (densité, viscosité, formation du cake notamment).

Mélange et placement dans la tranchée

Les sables et argiles excavés sont placés sur des plateformes le long de la tranchée, puis mélangés de façon sélective et homogène au moyen d'excavateurs et de bulldozers avec une proportion d'argile naturelle d'apport. Le matériau est ensuite approché de la tranchée pour un mélange final avec de la boue bentonitique de façon à atteindre un slump compris entre 100 et 150 mm. L'apport en bentonite représente une proportion en poids sec inférieure à 2 % du mélange.

Le remblaiement est d'abord effectué au moyen d'un tube plongeur équipé d'un crible, et ce jusqu'à ce que le sommet du remblai atteigne la surface (photo 6). Il



Photo 4

La tranchée ouverte et l'atelier de forage à benne
Open trench and clamshell rig



Photo 5

Vue du site
au démarrage
des travaux
*View of site
at beginning
of works*



Photo 6

Remblaiement de la tranchée
au tube plongeur
Hopper filling of the trench





est ensuite remblayé au moyen d'une pelle rétro, en faisant en sorte de toujours placer le remblai sur la surface du remblai frais. Il est essentiel de maintenir un différentiel de densité entre le remblai et la boue de la tranchée de façon à maintenir cette dernière au-dessus du remblai. Les mesures de densité effectuées sur le site, montrent des valeurs remarquablement constantes d'environ 19,5 kN/m³ pour le remblai. Le suivi de la géométrie du remblai est effectué au moyen de mesures fréquentes de la profondeur le long de la tranchée afin de déceler toute anomalie. Bien que le mécanisme d'écoulement du remblai dans la tranchée soit complexe, sa pente est relativement constante pour une teneur en eau du matériau donnée. Il semble que dans une moindre mesure la géométrie de la paroi soit aussi un facteur. Le pied du remblai est également l'objet d'une attention particulière, un nettoyage du pied de la tranchée étant effectué à l'avancement du remblai.

propriétés géomécaniques des sols en place jouent aussi un rôle important dans le comportement de l'ouvrage. S'ajoutent à cela des observations récentes qui semblent montrer que l'état de contrainte dans le matériau de la paroi atteindrait rapidement un palier avec la profondeur, ce qui expliquerait les tassements relativement faibles mesurés dans ce type d'ouvrage. Enfin, la courte distance de drainage horizontal, soit une demi-fois l'épaisseur de la paroi, entraîne une stabilisation rapide des tassements (à titre d'exemple, il est prévu d'atteindre 90 % de consolidation en 6 semaines environ dans les conditions du site).

■ Contrôles et méthodes

Le contrôle des travaux à l'avancement est un outil essentiel pour le succès technique de ce type d'ouvrage. Le cahier des charges imposait dès le départ une fréquence minimum d'essais de contrôles visant le respect des critères définis pour l'ouvrage, incluant notamment les propriétés du matériau constitutif (teneur en fines, slump, etc.), mais aussi des paramètres indirects tels que le suivi des propriétés de la boue bentonitique dans la tranchée par exemple.

Les essais de réception, qui s'ajoutent au contrôle continu, sont de deux ordres : essais de perméabilité en laboratoire (dans une chambre triaxiale) sur des échantillons prélevés sur la plate-forme ou dans la paroi et essais in situ au piézocône. Les essais de perméabilité (une centaine au total réalisés dans quatre laboratoires indépendants) indiquent tous des valeurs de perméabilité comprises entre 10⁻⁹ et 10⁻¹⁰ m/s, conformes aux essais de dimensionnement. Les piézocônes, qui donnent l'équivalent d'une diagraphie qualitative du mur en fonction de la profondeur, permettent, a priori, de déceler des hétérogénéités. Ces essais sont relativement satisfaisants à condition de parvenir à maintenir la sonde dans l'alignement du mur sur toute sa hauteur.

Dans le but de répondre au mieux aux attentes du client, et par souci d'indépendance et de transparence, l'organisation du contrôle qualité du projet a été en partie sous-traitée et répartie entre plusieurs consultants. La répartition des responsabilités est décrite dans le tableau III.

■ Conclusion

La paroi en sol bentonite, aboutissement d'un savoir-faire et d'une technologie éprouvée, présente de nombreux avantages dans le cadre de confinement de sites pollués, parmi lesquels on peut citer :

- réutilisation des matériaux excavés du site, ce qui

Type de contrôle	Tests	Consultant
Contrôle interne	<ul style="list-style-type: none"> • Méthodes • Tests sur boue bentonitique (neuve et tranchée) • Suivi de la progression du remblai 	Austress Menard Geo-solutions
Contrôle externe	<ul style="list-style-type: none"> • Contrôle matériau d'apport • Ancrage et propreté fonds de fouille • Teneur en fines du mélange • Prélèvement d'échantillons pour essais de perméabilité • Piézocônes et interprétation 	Douglas Partners
Contrôle externe	<ul style="list-style-type: none"> • Essais de perméabilité 	GHD-Longmac
Contrôle extérieur (Client)	<ul style="list-style-type: none"> • Méthodes • Essais supplémentaires de contrôle 	URS
Contrôle extérieur (EPA auditor)	<ul style="list-style-type: none"> • Méthodes et systèmes en place sur le site • Suivi des essais de réception 	Environ

Tableau III

Plan de contrôle qualité

Quality control programme

Couche de surface et comportement à long terme

Même s'il est difficile de parler des caractéristiques à long terme d'un ouvrage encore en cours de construction, on peut quand même faire les remarques suivantes, fondées sur des observations récentes.

La capacité portante naturelle du remblai est bonne (à condition de rester au-dessus de la nappe) seulement 2 à 3 semaines après placement. Ce type d'ouvrage peut même être franchi par des camions chargés (40 t) sans préparation particulière. La teneur en sable importante (75 %), la granulométrie étalée ainsi que la densité en place élevée contribuent à expliquer ce résultat.

Du point de vue des tassements pendant la construction et à long terme, il est évident que la nature et les

- représente un avantage décisif du point de vue de l'environnement durable;
- possibilité de s'adapter aux contraintes du site (obstacles);
 - paroi continue avec une faible perméabilité (contractuellement inférieure à 10^{-8} m/s mais les contrôles ont mis en évidence des valeurs encore plus faibles, de l'ordre de 10^{-9} m/s);
 - technique applicable à presque tous les types de sols, y compris les remblais de décharge;
 - solution souple s'accommodant sans problème de mouvements du sol;
 - rapidité d'exécution;
 - coût compétitif. ■

ABSTRACT
Construction of a soil-bentonite watertight wall on the site of the former Newcastle steel mill (Australia)

Ph. Liausu, Ch. Spaulding

The project for remediation of the site of the former BHP steel mill in Newcastle – 180 km north of Sydney, New South Wales (Australia) – represents a new record for the construction of a containment screen using the soil-bentonite wall technique. This technique, previously seldom used in Europe and Australia, involves the execution of a continuous trench, stabilised by bentonite drilling mud, which is backfilled as work progresses, chiefly by recycling the site materials. The finished product in this case consists of a vertical hydraulic barrier 25 to 45 m deep and 800 mm thick formed of dense, continuous-grading clayey sands with very low permeability.

RESUMEN ESPAÑOL
Construcción de una pantalla impermeable en suelo-bentonita en el emplazamiento de la antigua acería de Newcastle (Australia)

Ph. Liausu y Ch. Spaulding

La obra de rehabilitación del emplazamiento de la antigua acería BHP en Newcastle – 180 km por el norte de Sydney en Nuevas Galles del Sur (Australia) – constituye un nuevo record en materia de construcción de muro de contención que utiliza la técnica de pantalla de suelo bentonita. Esta técnica, poco utilizada en Europa y en Australia hasta la fecha, presuppone la ejecución de una zanja continua, estabilizada por medio de lodo bentonítico, cuyo relleno se efectúa a medida que avanza la obra y por el reemplazo, principalmente, de los materiales del emplazamiento. El producto acabado consiste aquí en una barrera hidráulica vertical de 25 a 45 m de profundidad y de 800 mm de espesor formada por arenas arcillosas densas de granulometría continua que presentan una permeabilidad muy reducida.

Industrial Ring Road Project Essais de chargement de pieux

Dans le cadre de la construction de plusieurs grands viaducs en Thaïlande pour le projet « Industrial Ring Road » à Bangkok, les terrains de qualité médiocre ont nécessité la réalisation d'un millier de pieux forés de 1,50 m de diamètre et jusqu'à 70 m de profondeur. Ce chantier de fondations unique en son genre a fait l'objet d'un programme exceptionnel d'essais de pieux.

En effet, 15 essais de chargement poussés jusqu'à la rupture, sous un effort vertical de 4000 t, ont été réalisés pour caractériser chaque zone géotechnique et dimensionner ainsi la longueur des pieux de l'ouvrage.

Ces essais ont été largement instrumentés pour en faire une interprétation détaillée.

■ Présentation du projet

Le projet

Le projet « Industrial Ring Road » est situé à Bangkok en Thaïlande. Il s'agit de la construction de 9 km d'autoroute urbaine destinée à fluidifier le trafic routier de l'agglomération de Bangkok. Ce projet, qui franchit à deux reprises le fleuve Chao Phraya, est en effet le maillon manquant de l'infrastructure routière entre deux zones industrielles majeures et le port fluvial (figure 1).

Les franchissements de la rivière se font par deux ponts à haubans de 400 m et 325 m de portée et de 50 m de tirant d'air pour la navigation fluviale. Un échangeur central, composé de viaducs en béton précontraint hauts de 50 m, se situe entre les deux ponts principaux. Trois viaducs d'accès en béton précontraint situés chacun sur une des trois branches du projet ainsi que des routes au sol permettent la connexion avec les grandes avenues existantes (photo 1).

La durée de construction est de 34 mois pour un coût total de 9 milliards de bahts, soit environ 220 millions d'euros hors taxes. Le maître d'ouvrage est l'État thaïlandais, représenté par le « Department of rural roads » du ministère des Transports.

Le projet a été divisé en trois contrats de construction, alloués à des groupements d'entreprises japonaises et thaïes. Le groupement composé de Taisei, Nishimatsu, JFE, Sino-Thai, réalise les travaux de deux contrats comportant les franchissements fluviaux ainsi que leurs viaducs d'accès. Le groupement composé de Kajima, Tokyu, Unique, construit le troisième viaduc d'accès ainsi que les bretelles de l'échangeur central.

La maîtrise d'œuvre est assurée par un groupement de cinq bureaux d'études, comprenant Jean Muller International, qui intervient avec le soutien de Scetauroute pour assurer la direction de projet et l'expertise technique de la construction.

Concernant les fondations, le projet comprend environ un millier de pieux forés de 1,50 m de diamètre et de 55 à 70 m de profondeur, ainsi que 92 000 m de pieux battus (section carrée de 40 x 40 cm).

Les conditions géotechniques

De manière générale, le sol de Bangkok est constitué d'une première couche de 16 à 20 m d'argile molle (SPT de 1 à 4), puis de 15 à 25 m de couches intercalées de sable et d'argile moyennement consistants (SPT de 15 à 40) et plus profondément d'un enchevê-

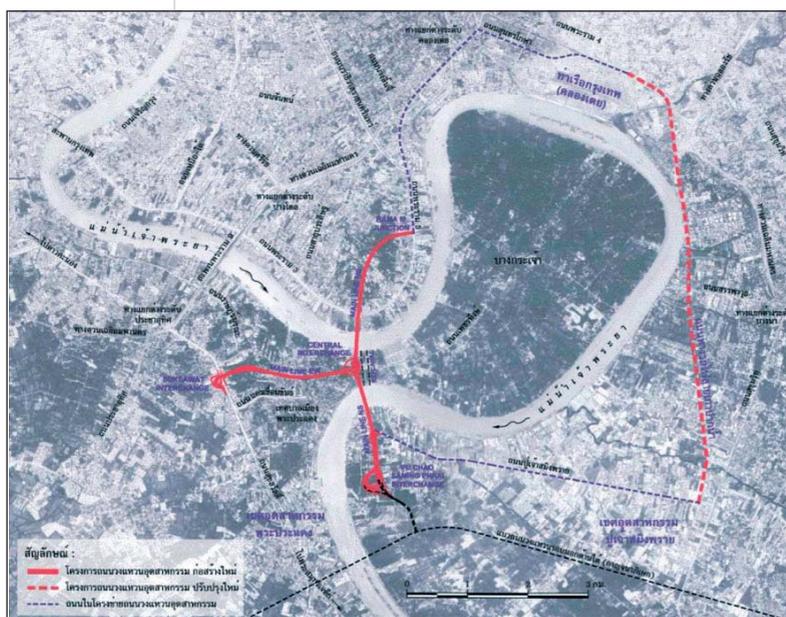


Figure 1
Plan de localisation
Location drawing

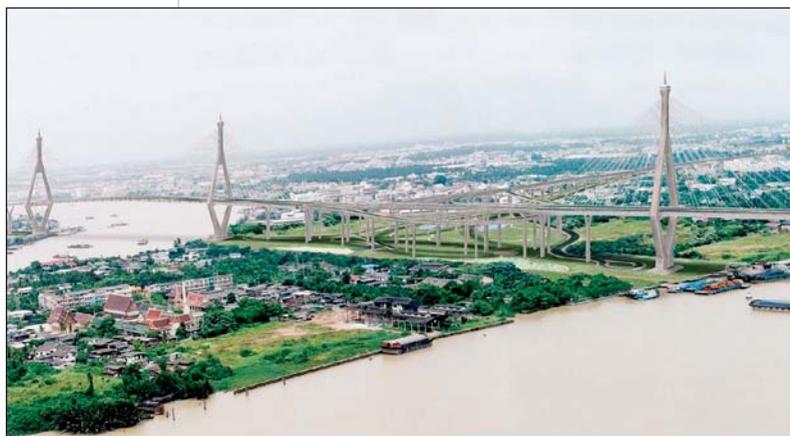


Photo 1
Vue générale des travaux
General view of the works

dans les sols de Bangkok



Xavier Ailleret
Ingénieur principal
Direction Travaux
Scetauroute, groupe
Egis



Dominique Allagnat
Adjoint au directeur,
développement
technique
Direction Géotechnique
et Matériaux
Scetauroute, groupe
Egis

*Ont également participé
au suivi de ces essais
de pieux à Bangkok,
Alain Morbois
(Scetauroute) et Mathieu
Steckler.*

trement de couches de sable dense et d'argile raide (figure 2). La couche d'argile molle, présente en surface, impose d'utiliser des pieux pour toute construction, même modeste, comme les petits bâtiments.

En profondeur, les caractéristiques des sols sont mal connues du fait qu'elles varient notablement suivant les zones. De plus, les conditions d'utilisation de ces caractéristiques à des fins de dimensionnement des fondations sont délicates : il n'existe pas en Thaïlande de règlement de calcul des fondations en fonction des résultats des sondages. Il est donc nécessaire, sur chaque projet, de procéder successivement à des reconnaissances géotechniques et à des essais de fondations en grandeur nature.

Le dimensionnement des niveaux de fondation des pieux incombe ensuite au maître d'œuvre.

■ Campagne d'essais de pieux

Reconnaitances géotechniques

Lors de la conception du projet en 1996, la campagne géotechnique initiale fut relativement sommaire. Seuls 20 sondages SPT atteignant 50 à 80 m de profondeur avaient été réalisés. Sur cette base, le concepteur avait établi que la longueur des pieux forés devait généralement être proche de 60 m.

Lors de la mobilisation des entreprises, une campagne géotechnique complémentaire a été réalisée. Elle consistait en 48 sondages SPT de 70 m de profondeur, avec prélèvements d'échantillons de sol en vue de déterminer la teneur en eau, la granulométrie ainsi que les valeurs de cohésion et d'angle de frottement interne.

L'ensemble de ces sondages permet d'obtenir une compréhension générale de la stratigraphie du substratum local, avec cependant une précision moyenne puisque l'on ne dispose que d'un sondage pour deux ou trois fondations, le projet comprenant environ 150 piles.

Pieux d'essai

Comme les campagnes de reconnaissance ne donnent que des valeurs indicatives sur les caractéristiques mécaniques des terrains rencontrés et peu d'informations sûres pour les valeurs que l'on peut retenir pour les frottements unitaires et l'effort de pointe des pieux, il a été prévu de procéder à 15 essais de chargement de pieux en vraie grandeur pour définir le dimensionnement des pieux forés de l'ouvrage.

Le principe de l'essai est de construire un pieu représentatif des pieux de l'ouvrage, de le charger jusqu'à la rupture ou 3 fois la charge de l'état limite de service, soit 4000 t, et d'enregistrer au cours du chargement le tassement de la tête du pieu et les déformations le long du pieu.

Les pieux d'essai doivent donc être suffisamment longs pour représenter correctement les pieux normaux, mais pas trop longs afin d'atteindre la rupture en fin de chargement ou au minimum l'approcher. Pour un pieu trop long en regard de la charge d'essai, le frottement dans les couches basses du pieu ainsi que l'effort de pointe ne seraient pas mobilisés à un niveau satisfaisant, ce qui ne permettrait pas d'appréhender les valeurs de frottement et d'effort de pointe ultimes. Les pieux d'essais sont donc légèrement plus courts que les pieux définitifs : leurs longueurs varient entre 52 et 60 m.

De la même manière, comme il est prévu pour les pieux de l'ouvrage que le sol sous la pointe soit injecté avec un coulis de ciment, on réalise certains pieux d'essai injectés et d'autres non injectés, dans le but de déterminer l'influence de l'injection sur l'effort de pointe ultime. Cette variation sur les essais se révélera particulièrement intéressante lors de la réalisation des pieux de l'ouvrage pour statuer sur les non-conformités de l'injection.

Le coût de chaque essai de pieu est de l'ordre de 4 millions de bahts, soit 100 k€, comprenant le pieu d'essai, son instrumentation, les pieux d'ancrage et la réalisation de l'essai.

Figure 2

Profil en long géotechnique prévisionnel
Projected geotechnical longitudinal profile

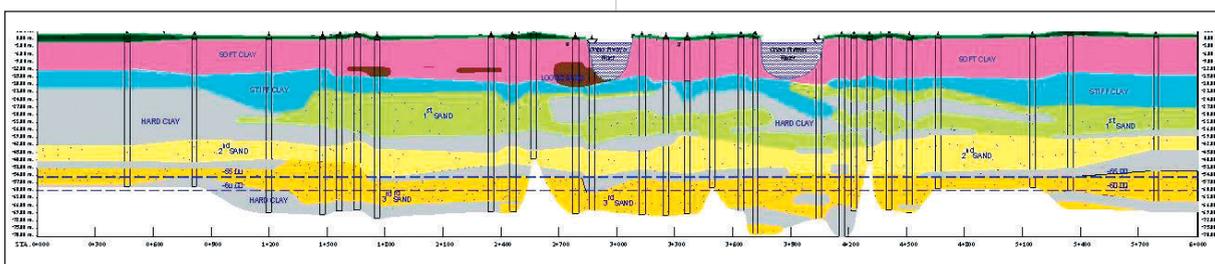




Photo 2
Dispositif de reprise des efforts verticaux
System for taking up vertical forces



Photo 3
Jauges extensométriques
Extensometers

■ Réalisation des essais

Construction des pieux

Chaque essai de pieu nécessite la réalisation de cinq pieux : quatre pieux d'ancrage disposés aux coins d'un carré de 8 m de côté, et le pieu d'essai placé au centre de ce carré. La charge d'essai est en effet appliquée à l'aide de vérins qui prennent appui sur une charpente ancrée sur les quatre pieux d'ancrage (photo 2). Les pieux d'ancrage sont profonds de 60 m et travaillent exclusivement en frottement négatif.

Sur le pieu d'essai, une semelle en béton armé est coulée, afin de pouvoir positionner les vérins de chargement.

Instrumentation

Le pieu d'essai est instrumenté avec :

- des jauges de déformation (à corde vibrante) placées par paires sur sept niveaux répartis sur la profondeur

du pieu; l'acquisition des données de ces jauges est automatique toutes les deux minutes (photo 3);

- deux tassomètres, consistant en une barre scellée en pied dans le béton du pieu à un niveau donné, couissant dans un tube, et suivie en tête par un comparateur à 1/100 mm; ces tassomètres permettent de mesurer les déplacements verticaux en pied et en milieu de pieu;
 - quatre comparateurs à 1/100 mm placés verticalement aux quatre coins de la semelle pour suivre le tassement de la tête du pieu;
 - deux comparateurs à 1/100 mm placés horizontalement sur un coin de la semelle pour suivre les déplacements horizontaux de la tête du pieu dans deux directions perpendiculaires, afin de déceler l'existence d'une excentricité de charge (photos 4 et 5);
 - un suivi topographique du tassement de la semelle.
- Les comparateurs prennent appui sur une charpente métallique de référence qui repose de façon isostatique sur des pieux H battus de 15 m de profondeur. La charpente est abritée du soleil pour ne pas subir des effets

Photos 4 et 5

Mesures au comparateur
Comparator measurements



Photo 6
Dispositif de mise en charge
Loading device



Figure 3

Processus de chargement avec trois cycles
Loading process with three cycles

de gradient thermique. Elle fait également l'objet d'un suivi topographique.

Les charges sont appliquées sur le pieu d'essai à l'aide de 12 vérins de 400 t de capacité, placés sur la semelle (photo 6). L'agencement des vérins a été défini en tenant compte des certificats d'étalonnage afin de minimiser le moment induit dans le pieu. La lecture de la charge appliquée est réalisée grâce à des cellules dynamométriques placées sur chaque vérin. Un système d'acquisition, intégrant l'étalonnage des cellules, permet de connaître la charge en temps réel.

Chargement du pieu

Le processus du chargement comprend trois cycles (figure 3). Le premier cycle consiste à monter à 50 % de la charge maximale d'essai en cinq paliers de 30 minutes, puis de décharger en cinq étapes de 10 minutes. Le deuxième cycle est identique au premier, si ce n'est que la charge de 50 % est maintenue pendant 12 heures. Le troisième cycle consiste à atteindre la charge maximale de 4000 t en dix étapes par paliers de 30 minutes. Si la rupture n'est pas atteinte au cours du chargement, la charge maximale est maintenue pendant 12 heures. Le déchargement est ensuite réalisé par paliers de 10 % toutes les 10 minutes. Le comportement du pieu est ensuite observé pendant 6 heures.

À la fin de chaque palier de chargement, la vitesse de tassement est calculée. La charge n'est augmentée que si cette vitesse est inférieure à 0,25 mm/h, sinon le palier est prolongé jusqu'à satisfaire le critère sans que la durée du palier n'excède 1 heure.

Pour chaque palier de chargement, les valeurs de tous les comparateurs sont notées toutes les 5 minutes. Les déformations mesurées par les jauges sont enregistrées par un système d'acquisition de données toutes les 2 minutes pendant la durée de l'essai.

Rupture du pieu d'essai

Il arrive que, lors d'un vérinage pour passer au palier suivant, la charge n'augmente plus ou augmente très lentement alors que dans le même temps le tassement du pieu augmente continuellement de quelques millimètres par minute. C'est le signe que la rupture de l'interaction sol-pieu est atteinte.

Ce phénomène est particulièrement intéressant pour l'essai de pieu, car il nous permettra d'obtenir les valeurs ultimes du frottement le long du pieu et de l'effort de pointe sous le pieu.

La rupture est un processus évolutif : les valeurs à mesurer ne se stabilisent pas. De ce fait, en synchronisation avec l'enregistrement automatique des jauges toutes les deux minutes, il faut noter la valeur de la charge réelle appliquée, la mesure de l'un des compa-

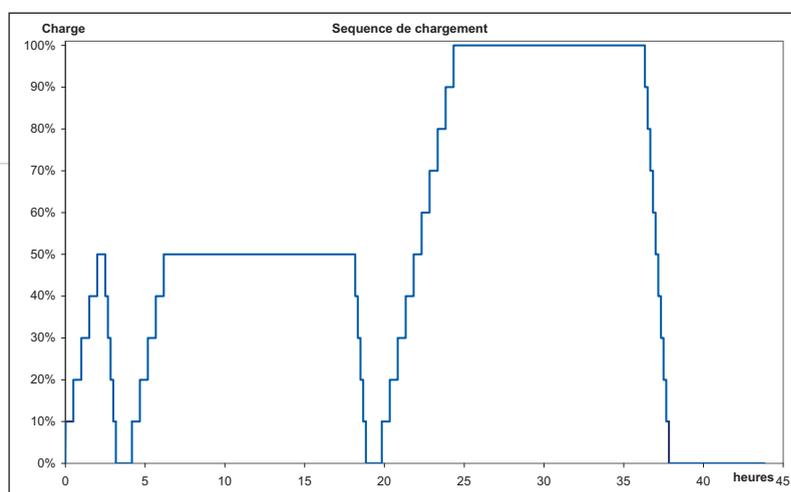


Figure 4

Exemple de résultats : mesures des tassements en tête de pieu
Example of results: Pile head settlement measurements

rateurs verticaux de la semelle, et la mesure des deux tassomètres.

La charge appliquée est continuellement suivie afin de déceler la valeur maximale atteinte. Lorsque la charge diminue alors que l'on vérine encore, la pompe peut être arrêtée et on stabilise la charge à environ 95 % de la charge maximale atteinte. On réalise alors un palier pendant 30 minutes avec les mesures habituelles avant de procéder au déchargement.

Analyse des essais

Données générales

Pour analyser les données issues de l'essai, il importe d'obtenir une bonne connaissance du pieu testé. Il convient donc de rassembler les résultats des sondages SPT environnants, le plan d'exécution du pieu, les fiches de suivi qualité (tubage, forage, réception sonique du forage, ferrailage, bétonnage, résultats béton, contrôle sonique du pieu, injection de pointe...), les tableaux manuscrits de saisie des résultats de l'essai et le fichier des valeurs des jauges.

Sur site en temps réel, deux graphes ont été tracés : le tassement en fonction de la charge appliquée, et le tassement en fonction du logarithme de la durée sur chaque palier (figure 4). Ces deux graphes permettent d'une part de vérifier au fur et à mesure qu'il n'y a aucune erreur grossière dans la lecture des résultats et d'autre part d'appréhender si l'on entre dans le domaine plastique.

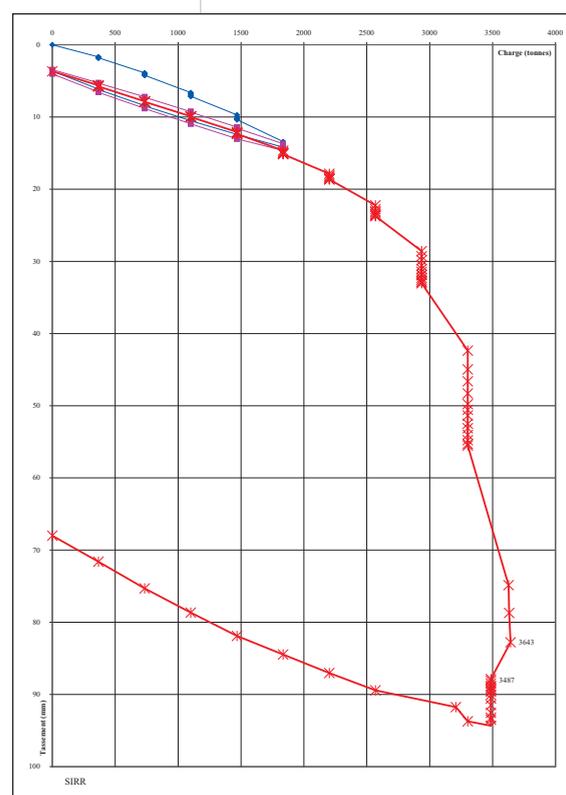
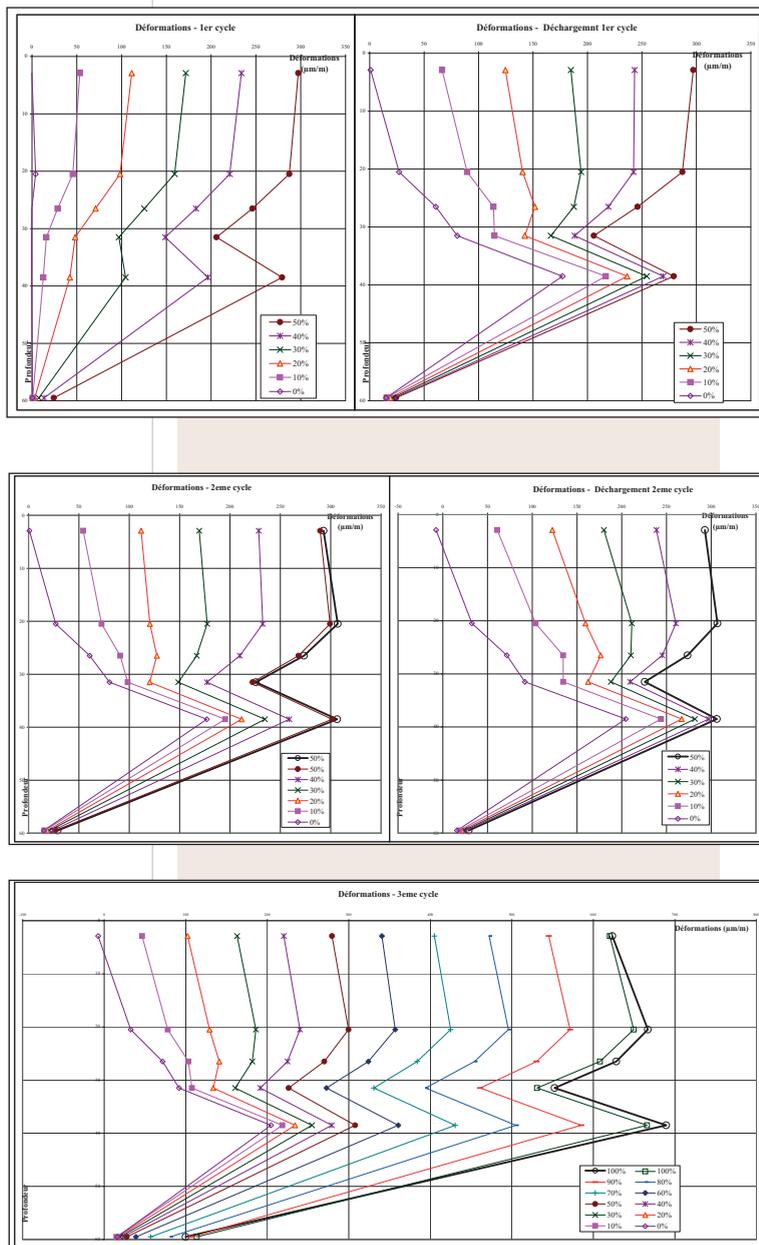


Figure 5

Exemples de mesures des déformations du pieu à différentes profondeurs en fonction de la charge

Examples of pile deformation measurements at various depths depending on the load



Cohérence des données

Avant de procéder à l'analyse détaillée des données issues de l'essai, il convient d'en vérifier leur cohérence : vérification de la fixité des supports des comparateurs, contrôle du déplacement vertical des pieux d'ancrage, corrélation de la charge issue des cellules dynamométriques avec celle obtenue par les courbes d'étalonnage des vérins en fonction de la pression hydraulique, et comparaison du tassement mesuré par les comparateurs avec le suivi topographique.

Tassement du pieu

Les courbes tracées sur site sont exploitées. En particulier, les courbes de tassement en fonction du logarithme de la durée sur chaque palier permettent d'estimer la charge critique comme le préconise la norme française NF P 94-150-1. Cette valeur est alors comparée à la charge maximale d'essai ou à la charge de rupture.

Détermination des frottements unitaires

Pour chaque palier de chargement, on rassemble les données nécessaires à la détermination des efforts le long du pieu : la charge appliquée en tête, le tassement de la semelle, les valeurs des tassomètres et les valeurs des jauges de déformation en fin de palier.

Il est également nécessaire de connaître le diamètre moyen du pieu pour chaque intervalle entre jauges ; pour cela, on utilise le résultat de l'essai sonique de mesure du forage avant bétonnage. On ne peut en effet considérer le diamètre du pieu constant et égal au diamètre nominal : le pieu ayant été foré au bucket de 1,50 m, le diamètre réel du pieu varie généralement entre 1,50 m et 1,60 m.

Lors de l'interprétation, il convient donc de prendre en compte tous les paliers de chargement et de déchargement et pas seulement ceux du dernier cycle. En effet, à l'issue de chacun des deux premiers cycles, il subsiste le long du pieu des frottements résiduels non négligeables : le pieu se trouve donc soumis à des frottements positifs en pied de pieu sur environ un tiers de la hauteur et à des frottements négatifs sur les deux tiers supérieurs. Le seul état du pieu que l'on peut considérer comme une référence pour le calcul est le pieu avant le début de l'essai : pour cet état, on peut légitimement supposer que l'effort normal dans le pieu est nul, même si ce n'est pas rigoureusement exact (compression naturelle du béton sur la profondeur, décompression par retrait du béton, préexistence de frottements le long du pieu...).

Cohérence des lectures des jauges

La première étape de l'analyse consiste à vérifier la validité des mesures des jauges de déformation. En effet, les jauges sont relativement fragiles et peuvent être détruites lors du bétonnage.

On trace alors le graphique des valeurs des jauges de déformation pour repérer visuellement des comportements douteux. On compare aussi les lectures des jauges placées au même niveau : théoriquement, elles devraient donner des valeurs similaires correction faite d'un éventuel effet de moment dans le pieu. Si les deux jauges donnent des valeurs très voisines, elles peuvent

être jugées sûres. A contrario, lorsqu'un écart important existe entre deux jauges du même niveau, il faut s'interroger sur cet écart et le cas échéant, tenter de déceler si l'une des jauges est défaillante.

On peut également calculer pour chaque augmentation de charge les augmentations correspondantes des déformations et étudier leurs évolutions. Théoriquement, pour une même augmentation de charge (10 % Q_{max}), l'augmentation de déformation doit croître lorsque la charge totale devient importante puisque la part plastique augmente.

Il faut cependant se méfier de certaines intuitions hâtives : notamment, il peut arriver que les déformations ne décroissent pas avec la profondeur, ce qui peut apparaître contradictoire avec la décroissance de la charge dans le pieu suivant la profondeur. En fait, le facteur E.S peut varier le long du pieu et donnant ainsi un pic local de déformation alors que l'effort diminue effectivement avec la profondeur.

Pour la suite de l'analyse, seule la moyenne des valeurs des jauges correctes est utilisée (figure 5).

Calcul des déplacements

Les déplacements verticaux le long du pieu sont calculés pour chaque palier afin d'une part de vérifier la cohérence entre les valeurs des tassomètres et les valeurs des jauges et d'autre part de calculer effectivement les déplacements relatifs du pieu par rapport au sol afin de tracer ultérieurement les courbes de mobilisation du frottement (figure 6). Ce calcul est réalisé de façon classique par intégration des déformations mesurées.

Calcul des efforts

Le calcul des efforts dans le pieu en fonction des déformations est une phase cruciale de l'opération. D'apparence simple, ce calcul est complexe et délicat. En effet, la définition du produit E.S du pieu composé de béton et d'acier est très mal connue.

Il n'est en effet pas possible d'utiliser directement le module du béton obtenu par écrasement d'une éprouvette, car la valeur obtenue est peu fiable et peu représentative de la réalité. Le module réel du béton du pieu dépend de l'histoire de ce béton (température, pression, résistance, confinement...). De plus, ce module varie avec la déformation. Le module de l'acier est quant à lui bien connu, mais ne peut être en fait utilisé tant que le module du béton reste incertain. Pour ce qui concerne la section du pieu, il faut bien reconnaître que le diamètre du pieu n'est pas forcément identique à tous les niveaux de jauges.

Le cas d'école, pour lequel on retiendrait la section nominale du pieu et un module théorique ou un module moyen résultant d'essais, peut conduire à des résultats aberrants. Il convient donc de considérer une

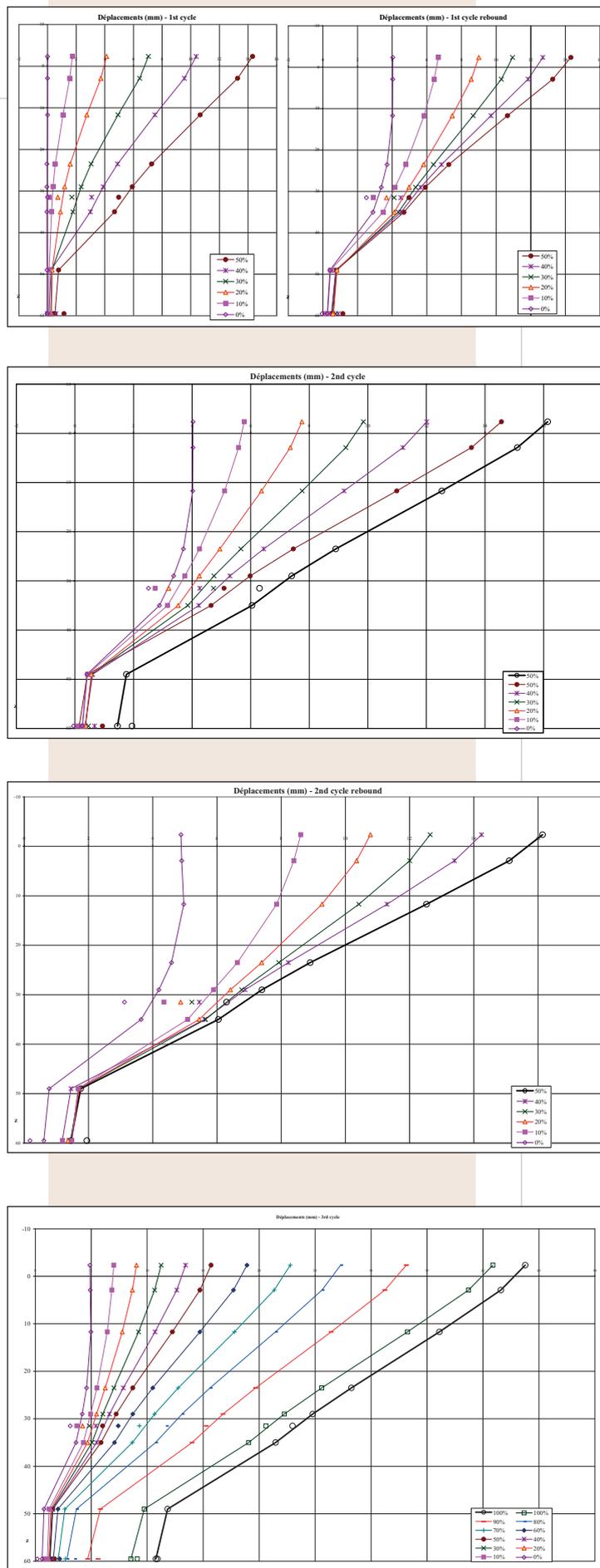


Figure 6
Déplacements calculés le long du pieu pour chaque palier de charge
Displacements calculated along the pile for each load plateau



méthode alternative : la méthode de Fellenius qui a été ici retenue. Cette méthode suppose que la loi effort déformation du pieu est une parabole de degré 2 :

$$Q = A \cdot \varepsilon^2 + B \cdot \varepsilon$$

le module tangent est donc :

$$E_t \cdot S = \frac{\partial Q}{\partial \varepsilon} = 2 \cdot A \cdot \varepsilon + B \approx \frac{\Delta Q}{\Delta \varepsilon}$$

La charge Q le long du pieu est la charge appliquée en tête diminuée des frottements au-dessus du niveau considéré. Lorsque les frottements au-dessus de ce niveau sont saturés, tout incrément de charge en tête est intégralement transmis jusqu'à ce niveau.

Alors, il est possible de calculer assez précisément les termes $\frac{\Delta Q}{\Delta \varepsilon}$ pour chaque incrémentation de charge

et pour chaque niveau de jauges et tracer le graphe de ces valeurs en fonction de ε . On cherche ensuite pour chaque niveau de jauges une droite qui représente les points pour lesquels le frottement est entièrement mobilisé au-dessus (figure 7). Cette étape capitale comporte deux difficultés majeures. La première est de choisir les points pour lesquels on peut considérer que le frottement au-dessus est désormais totalement mobilisé, c'est-à-dire de déterminer a priori à partir de quelle charge le frottement est entièrement mobilisé au-dessus des jauges considérées. La deuxième difficulté est de définir la droite qui représente le mieux ces points. Lorsque l'on a choisi les deux coefficients A et B de chaque droite, il est aisé de calculer la charge le long du pieu pour chaque palier.

On obtient à ce stade la valeur de l'effort de pointe du pieu pour chaque palier. On note ici que le terme de pointe est directement défini par les deux coefficients A et B, alors que ceux-ci sont choisis arbitrairement du fait que le frottement au-dessus de la pointe n'est mobilisé que lors de la rupture (ce qui ne définit au mieux qu'un seul point pour la droite cherchée). C'est donc généralement par analogie avec les autres niveaux que l'on définit le terme $E_t \cdot S$ de la pointe du pieu.

Il est possible à ce stade d'observer l'évolution des efforts dans le pieu au cours de l'essai. On peut alors constater qu'à l'issue du premier cycle de chargement, il subsiste de la compression dans le pieu. À la fin du deuxième cycle, l'état des efforts dans le pieu est très similaire à celui de fin du premier cycle. Le troisième

Figure 8

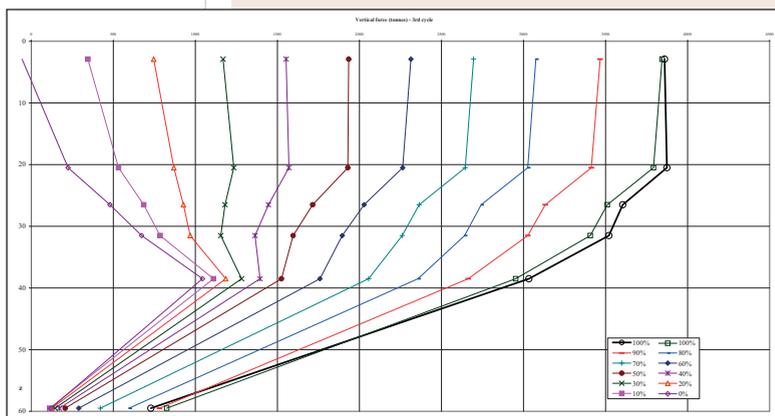
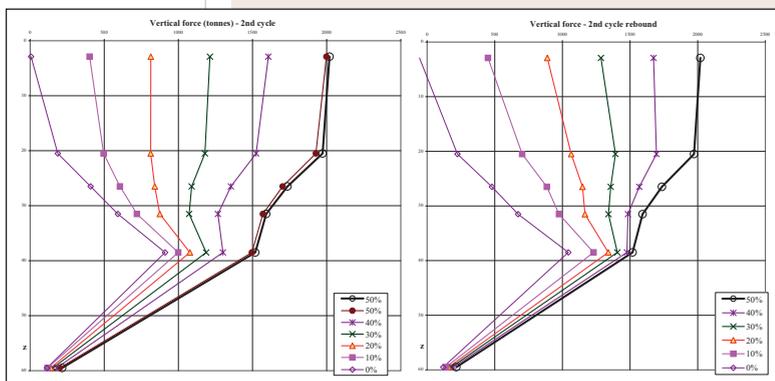
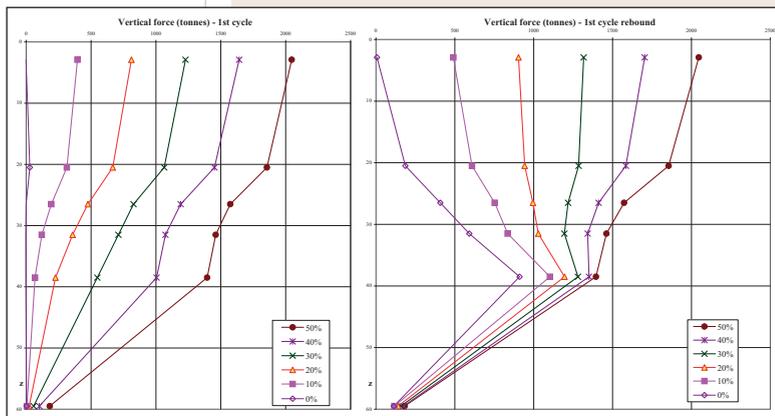
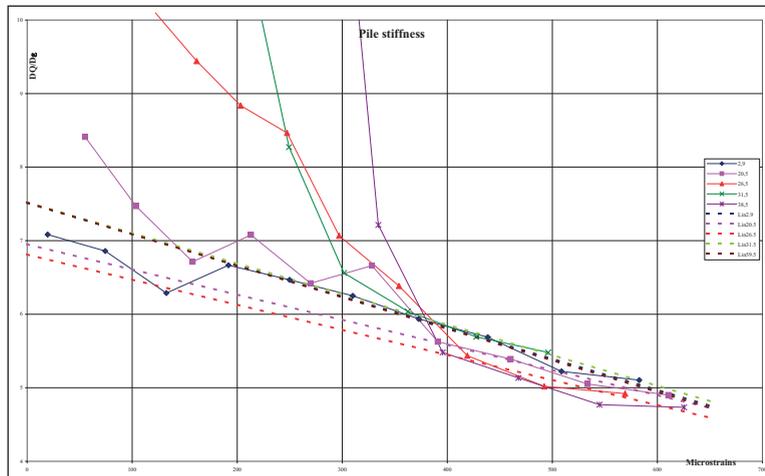
Efforts verticaux le long du pieu pour chaque palier de charge

Vertical forces along the pile for each load plateau

Figure 7

Exemple d'application de la méthode de Fellenius

Example of application of the Fellenius method



chargement est beaucoup plus intéressant : on y observe la saturation des frottements depuis le haut du pieu vers le bas, et le développement de l'effort de pointe (figure 8).

Il serait en fait très intéressant de pouvoir mesurer directement la charge en pointe du pieu. Cela permettrait d'abord de définir l'effort de pointe, mais également la somme de frottements par comparaison avec l'effort en tête. Cela réduirait fortement les imprécisions et la subjectivité du procédé décrit précédemment. En fait, de telles cellules dynamométriques existent (O-cell) mais sont difficiles à mettre en œuvre et assez imprécises.

Calcul des frottements

Connaissant les efforts le long du pieu, on en déduit aisément les frottements unitaires en prenant en compte notamment le diamètre mesuré du pieu avant bétonnage. On peut alors tracer les courbes de mobilisation des frottements et de l'effort de pointe en fonction des déplacements relatifs du pieu par rapport au sol, au cours des trois cycles de chargement. Si l'allure de ces courbes est aberrante, cela signifie sans doute que le choix des paramètres A et B de certains niveaux est erroné. Il faut alors reconsidérer les valeurs retenues et rechercher un meilleur choix (figure 9).

Cohérence de la campagne d'essai

Pour terminer, il faut caractériser le sol de chaque couche pour pouvoir affecter chaque valeur de frottement obtenue à un type de sol. L'idéal est que les jauges aient été placées à la limite entre les couches significatives, mais ce ne fut pas toujours possible. Six types de sols ont été définis sur la profondeur des pieux d'essai afin de procéder à une analyse comparative de l'ensemble des résultats des essais de pieux. Cette comparaison peut d'abord mettre en évidence un résultat douteux, mais surtout permet d'aider au choix des frottements unitaires pour le dimensionnement des pieux en tenant compte des variations possibles de ces valeurs.

Résultats obtenus

Frottements unitaires

La campagne d'essais a donné les résultats résumés dans le tableau I pour les frottements unitaires dans les différentes couches de sol rencontrées (tableau I et figure 10, page suivante).

Il faut noter que la dispersion des frottements unitaires obtenus pour un type de sol donné est assez importante dans l'absolu. Cependant, l'utilisation des résultats d'un essai de pieu reste locale pour le dimensionnement des pieux de l'ouvrage proche de cet essai. Ainsi, les approximations réalisées lors de l'interpréta-

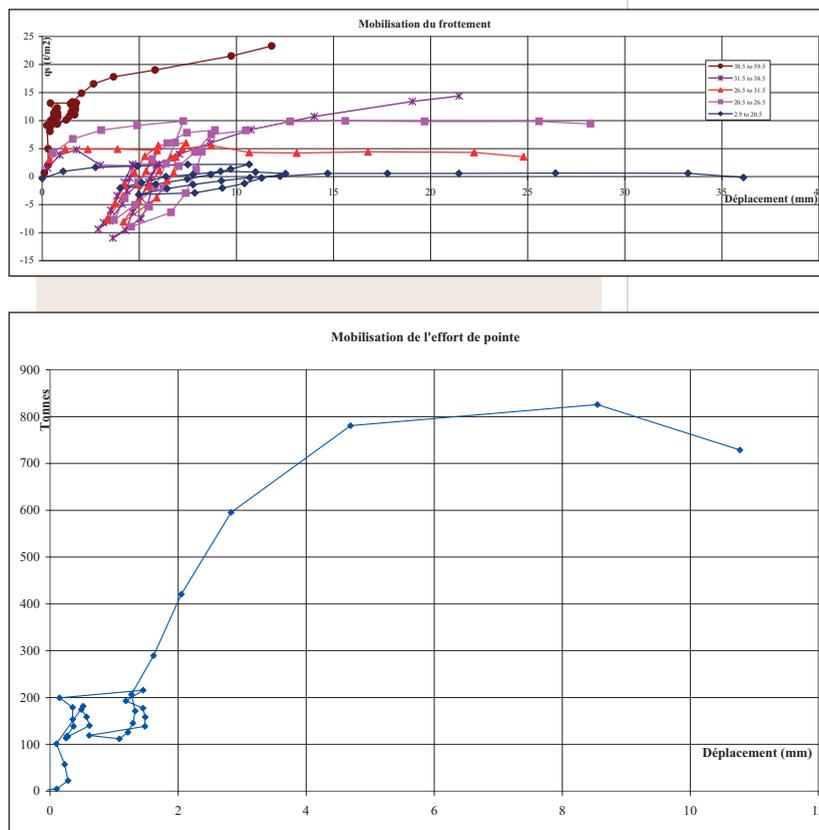


Figure 9
Estimation du frottement latéral de l'effort de pointe
Estimate of skin friction for peak force

tion ont pu conduire à surévaluer les frottements dans une couche de sol, et par conséquent à les sous-évaluer dans d'autres couches. Il convient donc, de manière générale, d'utiliser ensemble les résultats d'un même essai pour procéder au dimensionnement des longueurs de pieu.

Résistance de pointe - Effet de l'injection

Lors du dimensionnement des pieux d'essai, il a été décidé de n'injecter en pointe que la moitié de ces pieux afin de déterminer l'influence de l'injection sur la capacité portante des pieux. À l'issue de la campagne d'essai, il apparaît que l'effort de pointe ultime est de l'ordre de 200 à 600 t pour les pieux non injectés, et de 600 à 1000 t pour les pieux injectés. L'augmentation de la capacité portante ultime est donc de l'ordre de 400 t, ce qui correspond à environ 3 m de longueur de pieu. Compte tenu des sujétions qu'impose l'injection en pointe (allongement des activités critiques, main-d'œuvre importante, difficultés techniques...), il est vraisemblablement préférable d'allonger légèrement les pieux et de ne pas recourir à

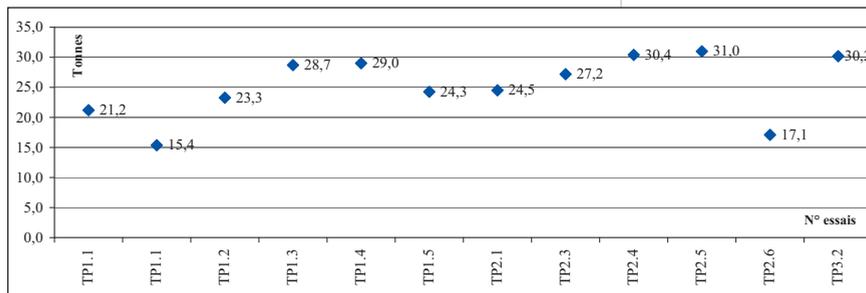


Figure 10
Frottement unitaire (t/m²) dans les couches de sable très denses obtenu lors des différents essais
Unit friction (tonne/sq. m) in the layers of very dense sand obtained during the various tests

l'injection. Pour ce chantier cependant, du fait d'une situation contractuelle délicate, il n'a pas été possible de modifier ainsi la conception des pieux.

Dimensionnement des pieux de l'ouvrage

Les résultats des essais de pieux ont permis de dimensionner les niveaux de fondation des pieux sur la base de chacun des sondages SPT réalisés le long du projet. Le frottement mobilisable est défini en fonction des épaisseurs des différentes couches de terrain présentes et des frottements unitaires issus de l'essai le plus proche pour les mêmes types de sols. Le pieu étant en principe fondé dans la même couche de sol que le pieu d'essai, la valeur de l'effort de pointe est simplement corrélée en fonction des valeurs SPT.

Le dimensionnement final des pieux a conduit à des profondeurs de fondation entre 55 et 70 m. L'étendue de la campagne d'essais de pieux a en effet permis

d'une part d'optimiser la longueur des pieux de l'ensemble du projet, et d'autre part d'identifier clairement deux zones de mauvaise qualité géotechnique en profondeur où les pieux ont dû être rallongés.

■ Bilan des essais

À l'issue de la campagne d'essais de pieux, il apparaît que des améliorations peuvent être apportées au déroulement de tels essais.

Tout d'abord, le choix des jauges de déformation est primordial car la précision de ces jauges détermine directement la précision des résultats. Les jauges doivent être robustes pour supporter l'installation et le bétonnage sans dégradation. Par ailleurs, pour pouvoir statuer sur les dérives de certaines jauges, il serait préférable de disposer trois ou quatre jauges par niveau au

Tableau I
Évaluation du frottement latéral pour les différents sols
Evaluation of skin friction for the various soils

INDUSTRIALRINGROAD PILE LOAD TESTS - TRANSVERSE ANALYSIS GENERAL								
Location	Pile tip MSL	Grouted	Testload tons	Failureload tons	Criticalload tons	Elastic recovery mm	Stiffness 1st cycle t/m	Stiffness 3rd cycle t/m
TP1.1	-60,1	Yes	3 976	3 600	1 800	26	181 900	196 300
TP1.2	-60,0	NCR	3 822	not reached	3 400	27	185 400	183 600
TP1.3	-55,0	No	3 822	3 440	2 200	28	174 550	179 900
TP1.4	-52,0	Yes	3 822	3 625	2 750	27	186 500	197 600
TP1.5	-55,0	No	3 822	3 750	2 950	23	206 200	215 300
TP2.1	-58,5	No	3 670	not reached	2 680	24	188 700	207 300
TP2.2	-58,5	Yes	2 377	not reached	unknown	16	144 800	156 200
TP2.3	-55,0	No	3 670	2 936	2 550	21	184 000	215 900
TP2.4	-60,0	No	3 670	3 643	2 750	27	173 900	173 500
TP2.5	-60,0	No	3 822	not reached	3 300	26	198 700	193 900
TP2.6	-60,5	Yes	3 822	not reached	3 150	25	162 300	196 500
TP3.1	-55,0	No	3 900	2 200	1 560	12	173 000	210 600
TP3.2	-52,0	Yes	3 900	2 250	1 370	13	183 000	203 130
TP3.3	-60,0	No	4 050	3 215	2 350	20	196 100	206 100
TP3.4	-55,0	No	3 750	1 946	unknown	11	222 500	209 500

lieu de deux ; la fiabilité de l'essai en serait grandement améliorée.

La charge réellement appliquée en tête devrait être enregistrée par acquisition automatique, car les consignes sont diversement appliquées par les opérateurs.

L'utilisation de cellule dynamométrique en pied de pieu (O-cell) reste à considérer pour de futurs essais. Si les mesures de ces cellules deviennent fiables et représentatives, leur utilisation rendrait l'interprétation des essais beaucoup moins subjective.

Le bilan final de la campagne d'essais de pieux montre que les résultats d'essais permettent de définir correctement les paramètres de dimensionnement des pieux de l'ouvrage définitif. Cependant comme ces derniers sont relativement imprécis, il faut retenir des valeurs sécuritaires pour les frottements unitaires et les efforts de pointe.

■ Conclusion

La réalisation d'un programme d'essais exceptionnel, justifié par l'envergure du projet, le contexte réglementaire et par la médiocrité et l'hétérogénéité des sols de fondations, a permis de préciser zone par zone le dimensionnement des pieux.

L'analyse des résultats donnés par l'instrumentation permet d'explorer quelques pistes d'amélioration dans la réalisation de ce type d'essai. Cependant, globalement les informations recueillies lors de la réalisation des 15 essais de chargement ont été satisfaisantes et ont permis l'optimisation et la maîtrise de la longueur des pieux. ■

ABSTRACT *Industrial Ring Road Project. Pile loading tests in the soils of Bangkok*

X. Ailleret, D. Allagnat

As part of the construction of several large viaducts in Thailand for the Industrial Ring Road project in Bangkok, the land, of mediocre quality, required the execution of about one thousand bored piles 1.50 m in diameter and as much as 70 m deep. For this foundation project, unique of its kind, an exceptional pile testing programme was carried out.

In particular, 15 ultimate load tests, under a vertical load of 4000 tonnes, were carried out to characterise each geotechnical zone and thus design the length of the structure piles.

RESUMEN ESPAÑOL *Industrial Ring Road Project. Ensayos de carga de pilotes en los suelos de Bangkok*

X. Ailleret y D. Allagnat

Situándose en el marco de la construcción de varios grandes viaductos en Tailandia para el proyecto Industrial Ring Road en Bangkok, los terrenos de calidad mediocre han precisado la realización de unos miles pilotes perforados de un diámetro de 1,50 m y hasta 70 m de profundidad. Esta particular obra de cimentaciones ha sido objeto de un programa excepcional de ensayos de pilotes.

Efectivamente, se han llevado a cabo 15 pruebas de carga hasta alcanzar la ruptura, bajo un esfuerzo vertical de 4000 t, para caracterizar cada zona geotécnica y dimensionar de este modo la longitud de los pilotes de la obra.

Au Pays des Olonnes, tous les réseaux d'assainissement vont bientôt mener à la nouvelle station d'épuration du Petit Plessis.

Visite d'un chantier à ciel ouvert qui s'étend sur trois communes et mobilise le savoir-faire d'une vingtaine de sociétés et d'établissements publics tout en faisant appel à des techniques innovantes et des produits de haute technologie.

Les Sables d'Olonne. en Vendée

Sur le territoire de la Communauté de Communes des Olonnes (CCO) qui regroupe les trois villes du Château d'Olonne, d'Olonne-sur-Mer et des Sables d'Olonne, le monde de l'eau usée est en ébullition. Depuis septembre 2005, la construction d'une nouvelle station d'épuration a été lancée. Les travaux, qui devraient s'achever fin 2007, comprennent trois grands volets :

- l'élaboration d'un réseau de transfert;
- la création d'un émissaire en mer;
- la construction d'une nouvelle station d'épuration.

L'opération, qui s'élève à 42 millions d'euros, est entièrement financée par la CCO et l'Agence de l'Eau qui versera 37 % du montant total de l'opération.

Érigée en 1975, au milieu des marais, l'ancienne station d'épuration de la Sablière a bientôt été rattrapée par l'urbanisation galopante et, dès 1977, a dû composer avec l'apparition d'un nouveau voisin : le port de plaisance Olona qui accueille tous les 4 ans le Vendée Globe. Difficile de faire cohabiter au jour le jour des structures aussi différentes sur un espace aussi restreint. Dès lors, il devenait impératif de déplacer la station de la Sablière et de la reconstruire ailleurs d'autant plus

que, dimensionnée pour 82 700 équivalents/habitants, la vénérable vieille dame ne parvenait plus à répondre aux besoins des 45 000 habitants et des quelque 120 000 touristes qui résident chaque année sur le Pays des Olonnes.

Restait à découvrir un site suffisamment éloigné des habitations et répondant aux exigences techniques. Après études, la CCO a opté pour un terrain de 6 hectares situé sur une zone industrielle du Château d'Olonne. La future station du Petit Plessis (figure 1), dimensionnée pour 125 000 équivalents/habitants (avec une possibilité d'extension permettant de traiter les eaux usées de 145 000 habitants), sera intégrée au cœur d'un parc paysager (figure 2). Ses bâtiments, qui joueront la carte de la sobriété, abriteront une chaîne biologique. Un traitement fiable et qui a déjà fait ses preuves ! En phase de terrassement depuis le début de l'été, le chantier, placé sous la conduite de la DDE, a été confié à OTV dont le mandataire sous-traitant est EGC Ouest (groupe GTM). La maîtrise d'œuvre est pour sa part assurée par Merlin-Bourgeois et Pondevie.

Figure 1

Plan d'ensemble de la nouvelle station. La station du Petit Plessis utilisera, selon les fluctuations saisonnières, une filière double

General plan of the new station. The Petit Plessis station will use, depending on seasonal fluctuations, a dual process



© OTV



© OTV

■ Un réseau de transfert sous pression et de rejet de près de 20 km

L'ancienne station de la Sablière sera, quant à elle, transformée en bassin tampon. Les nouveaux bâtiments créés seront librement inspirés d'une « salorge » (ancienne réserve à sel). Cette partie architecturale permettra de mieux intégrer le futur poste de relèvement général à l'environnement extérieur et de créer une zone de transition entre les habitations et les marais avoisinants.

Les travaux de modification de la Sablière, qui ont été confiés au groupement DLE Ouest, agence d'Olonne-sur-Mer, ainsi qu'à DLE Spécialités et Balineau, ont débuté en mai dernier par la création d'une paroi moulée de 14 m de diamètre et de 7 m de profondeur. Ces ouvrages permettront d'accueillir un bassin tampon et une station de refoulement. Menés par DLE Ouest les travaux de génie civil (voiles, canal, venturi) sont actuellement en cours. DLE Spécialités prendra ensuite le relais et travaillera sur les équipements hydrauliques. La station d'épuration de la Sablière demeurera en fonctionnement pendant toute la durée des travaux

Figure 2

Vue de synthèse de la nouvelle station. Construite au milieu d'un écrin de verdure, la station du Petit Plessis sera ponctuellement ouverte au grand public

Synthetic view of the new station. Built in the midst of a green setting, the Petit Plessis station will be occasionally open to the general public

Du neuf pour les eaux usées



Virginie Roux
Chargée de communication
Communauté
de Communes des Olonnes



Jean-Marie Joussin
Directeur Général
Hobas France



Figure 3
Plan d'ensemble du réseau
General layout of the network

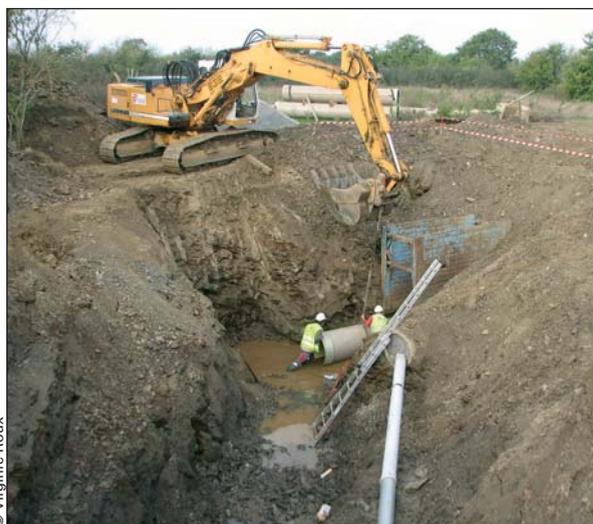


Photo 3
Pose des tubes de refoulement DN 800
Laying discharge pipes of ND 800 mm

qui s'achèveront en juin 2007, et sera définitivement mise à la retraite en octobre de la même année. Reste que pour rejoindre la nouvelle station d'épuration, les eaux usées transitant par ce bassin devront emprunter un réseau de 8,40 km (figure 3). Une distance importante d'autant plus que le tracé choisi traverse des zones urbaines! (photos 1 et 2). Les entreprises DLE Ouest - Cise TP et EHTP, chargées de la création du réseau de transfert, doivent donc régulièrement jongler avec avancement des travaux, impératifs liés à la circulation, périodes estivales et vacances scolaires. Un vrai casse tête! D'où la nécessité de respecter un calendrier rigoureux. Mobilisées



© DLE

© DLE

pendant 13 mois, pas moins de trois équipes de DLE Ouest et Cise TP seront nécessaires pour relier l'actuelle station de la Sablière à la future station du Petit Plessis. Conçu et suivi par Sogreah Consultants de Nantes et Saint-Hilaire-de-Riez, ce réseau de transfert chemine le long du boulevard du Vendée Globe et du boulevard Tabarly (à des profondeurs de 3 à 5 m). Pour ce chantier rapide, adjacent à une voie de circulation, la CCO a opté pour des tuyaux Hobas® de 800 mm de diamètre en résine polyester renforcée de fibres de verre (PRV centrifugé) PN 10 SN 10000 (photo 3). Outre leur bonne résistance mécanique, ces tubes PRV

Ont également contribué à la rédaction de cet article :

- Jean-Michel Belle, élu communautaire et adjoint au maire des Sablières d'Olonne
- Patrice Piet, DDE de Vendée
- Jean-Pierre Boivin, Cise TP
- Christophe Tual, DLE Ouest
- Jean-Charles Birot, EHTP
- Jean-Noël Lasfargue, CSM Bessac
- Virginie Raynart, responsable de l'assainissement à la Communauté de communes des Olonnes
- Jean-Yves Grelaud, maire d'Olonne-sur-Mer, vice-président de la Communauté de communes des Olonnes, conseiller régional
- Donatien Chereau, Saur

Photos 1 et 2
Travaux de transformation
de la station de la Sablière

Conversion work on the Sablière station

Les tubes PRV centrifugé Hobas®

Les produits Hobas® se sont imposés sur ce projet puisqu'ils sont idéalement associés aux objectifs de transport d'effluent acide et sont naturellement résistants aux conditions d'exploitation présentes qui associent milieu saumâtre (milieu marin) et effluents agressifs, pression d'exploitation importante (PN10), risque d'abrasion (présence de sables dans l'effluent transporté) et enfin risque de présence de courants vagabonds.

Les tuyaux et raccords Hobas® sont constitués d'un composite dense, exempt de tout vide, obtenu par mélange d'un renfort de fibres de verre courtes (50 mm), de différentes résines polyester et de charges minérales. Les tuyaux sont fabriqués par centrifugation, dans des moules capables de générer une force centrifuge atteignant 50 fois la gravité, et qui sont alimentés par des bras (photo 4) libérant la recette (ensemble des matières premières) en suivant un programme et un design appropriés issus de l'expérience acquise par Hobas® sur ces 50 dernières années.

Les matières premières sont de trois types : les résines, la fibre de verre et les charges (photo 5).

Les résines sont de type polyester insaturées et peuvent varier en fonction du fluide transporté (selon les critères chimiques ou de température). La fibre de verre employée, verre E de silicate de bore et d'aluminium, a une section de 9 à 14 microns. Enfin, les charges sont essentiellement composées de sable de quartz.

Leur mélange à haute pression confère aux tubes et pièces Hobas® les qualités principales suivantes :

- une régularité dimensionnelle, notamment de la couche externe lisse;
- une armature de verre à orientation multidirectionnelle (résistances à l'ensemble des sollicitations);
- des propriétés physico-chimiques leur assurant insensibilité aux courants vagabonds, résistance aux pH sur une gamme de 1 à 10 et sur toute l'épaisseur des tuyaux, une haute hydraulité du liner en résine pure de 1500 µm, une faible incidence de l'abrasion et une densité de 2.

Toutes ces caractéristiques trouvent dans le cadre de ce projet une résonance particulière.

En outre, les tubes Hobas® sont assemblés au moyen de manchons FWC Hobas®, fabriqués par tissage de mat de verre autour d'une bague EPDM. Ce système, simple et sûr, permet de garantir une cadence de pose optimale.

Caractéristiques dimensionnelles des tubes livrés sur le chantier (photo 6) pour la partie réseaux de transfert :

- DN800 PN10 SN10000 : 13000 m ;
 - > dext : 820 mm,
 - > épaisseur : ≈ 20,5 mm,
 - > poids : ≈ 100 kg/m;
- DN400 PN10 SN10000 : ≈ 4400 m ;
- DN 350 PN 10 SN 10000 : ≈ 500 m ;
- DN 250 PN 10 SN 10000 : ≈ 800 m ;
- Pièces de raccord PRV : coudes, tés, BU...



Photo 4

Bras d'alimentation machine Hobas® - Feeder
Hobas® machine feeder arm



Photo 5

Matières premières
Raw materials



Photo 6

Tubes Hobas® stockés sur chantier
Hobas® pipes stored on site



Photo 7

Vanne guillotine sur conduite Hobas® DN 800 avec joint de démontage autobuté et manchette pour ancrage dans voile béton

Guillotine gate on Hobas® conduit of ND 800 mm with locking adjustable disassembly coupling and spool piece for anchorage in concrete shell

centrifugé (cf. encadré) assurent une bonne tenue face à la corrosion (pH 1 à 10). « Comme les effluents peuvent être de pH très acide et que la pression due au dénivelé du réseau – 34 m – est importante, nous ne pouvions opter que pour des canalisations en fonte pH1 ou en PRV. Par ailleurs, le réseau traverse des zones de marais salants ainsi que des zones urbanisées. Le PRV est insensible à la corrosion liée au milieu humide et agressif et aux courants vagabonds, risque bien réel en zone urbaine. Notre choix a donc vite été fait » explique Patrice Piet, conducteur de l'opération pour la DDE des Sables d'Olonne.

Les 8600 m de réseau pression PRV DN 800 mm sont répartis de la façon suivante :

- 5200 m sont posés par DLE Ouest sur la commune d'Olonne-sur-Mer;
- 3400 m sont posés par Cise TP – Olonne-sur-Mer sur la commune du Château d'Olonne.

Les conduites sont testées à une pression de 9 bar pendant 24 heures. Aucune fuite n'a été déplorée.



© DLE - Cise TP



© DLE - Cise TP

Photos 8 et 9

Conduite Hobas® DN 800 mm en cours de pose sous le boulevard du Vendée Globe à 3,40 m de profondeur avec maintien d'une circulation routière intense

Hobas® conduit of ND 800 mm in the process of laying under the boulevard du Vendée Globe at a depth of 3,40 m while maintaining intense road traffic

Les travaux, qui ont commencé en octobre 2005, se termineront, pour cette première phase, fin décembre 2006.

Après traitement, les eaux emprunteront une conduite de rejet en tuyau PRV DN 800 sur 4400 m. Une conduite de refoulement pression DN 400 cheminera en parallèle.

Si les 1700 premiers mètres doivent être posés par l'entreprise Cise TP, le dernier tronçon sera installé par EHTP – Saint-Macaire-en-Mauge (49).

Ces travaux ont débuté en mars 2006 et s'achèveront fin février 2007 (photos 7, 8 et 9).

■ Un émissaire sous la mer

Chantier de haute technologie, l'émissaire de rejet d'une longueur totale de 1520 m a été réalisé grâce à deux techniques différentes :

- la partie amont, inaccessible aux barges et soumise à

Photo 10

Sortie du microtunnelier
après 4 mois passés sous la mer
*Microtunnel boring machine
exit after 4 months spent
under the sea*



© Jean-Michel Belle

Photo 11

Vue de la machine
en action
*View of the machine
in action*



© Emmanuel Giffard

Photo 12

Départ du tube
de Saint-Nazaire pour aller
aux Sables d'Olonne
*Pipe leaving Saint-Nazaire
to go to Sables d'Olonne*



© Jean-Marie Bideaud

Photo 13

Raccordement en un seul tube
de 900 m des trois tubes
de 300 m
*Connection of three 300-metre
pipes in a single 900-metre
pipe*



© Jean-Michel Belle



© Société Bessac

Photo 14

Vue aérienne du rejet
Aerial view of discharge

l'influence des marées a été réalisée en tunnel, sur une longueur de 623 m, à partir d'un puits creusé à l'explosif et situé sur la partie terrestre. Pour ces travaux, CSM Bessac, spécialiste dans le creusement d'ouvrages souterrains, a retenu la technique du fonçage horizontal au microtunnelier, une solution adaptée à la construction de collecteurs de faibles diamètres sur des longueurs importantes et dans des conditions géologiques difficiles, rochers ou terrains meubles, sous charge d'eau.

Le principe de réalisation consiste à pousser des tuyaux à partir d'un puits. Le creusement à l'avant de la conduite poussée est assuré par le microtunnelier qui, à l'extrémité de l'ouvrage, est récupéré dans une fouille creusée au fond de l'océan (photos 10 et 11). L'émissaire de 1400 mm de diamètre a été réalisé en attaque descendante, avec un profil présentant une courbe de 1300 m de rayon et une pente de 10 %, sur les premiers 100 m. La couverture de terrain au-dessus de la conduite allait de 7 m à quelques dizaines de centimètres. Les terrains rencontrés étaient constitués de roches dures et très abrasives, des gneiss, avec des parties fracturées et des passages importants d'argiles. La charge d'eau maximale était de 15 m ;

- la partie aval, constituée d'un tuyau en PEHD de 900 mm de diamètre, a été posée en souille sur une longueur de 900 m, par des plongeurs, à partir de barges (photos 12 et 13).

Les fonds marins ont été creusés depuis une barge auto-élévatrice. Le terrain rocheux était excavé à l'explosif. Après le tir, la fouille était draguée mécaniquement par une benne-preneuse suspendue à une grue sur ponton.

La conduite PEHD a été transportée par parties depuis la Norvège jusqu'au port de Saint-Nazaire où elle a été assemblée en une seule pièce de 900 m. Cette pièce a été acheminée jusqu'à l'Anse du Vieux Moulin d'un seul tenant par flottage, puis immergée dans la souille et lestée au fond par des matelas en béton. La conduite Ø 900 a été connectée à la partie amont de l'émissaire en tuyaux Ø 1400 à l'aide d'une pièce spéciale en inox.

Cette partie de l'ouvrage a été réalisée par la société EMCC, spécialiste des travaux maritimes (photo 14).

Les travaux ont démarré en mars et se sont achevés à l'automne 2006. ■

L'ÉQUIPE DE TRAVAIL

Maître d'ouvrage

Communauté de Communes des Olonnes

Achat des terrains

Vendée Expansion

Conducteur de l'opération

DDE Subdivision des Sables d'Olonne

Coordinateur sécurité et protection

Elyfec

Contrôleur technique

Bureau Veritas

Station d'épuration

- Maître d'œuvre de la station d'épuration : Merlin-Bourgeois - Pondevie
- Traitement de l'eau - Compostage des boues : OTV
- Fournisseur canalisations : Hobas France

Réseaux de transfert

- Maître d'œuvre des réseaux de transfert : Sogreah Consultants
- Lot 1 - PRG sablière : DLE Ouest et Balineau
- Lot 2 - Conduite de transfert principale des eaux usées vers la future station : DLE Ouest - Cise TP - EHTP
- Lot 3 - Canalisation de rejet terrestre des eaux épurées et refoulement de la Parée : DLE Ouest - Cise TP - EHTP
- Lot 4 - Travaux sur réseaux de collecte existants (chemin de ceinture, etc.) : DLE Ouest
- Lot 5 - Contrôle qualité des ouvrages exécutés : Geco
- Fournisseur canalisations : Hobas France

Émissaire en mer

- Maître d'œuvre de l'émissaire en mer : Jaakko Pojry Infra Béture Cerec
- EMCC - CSM Bessac - Parengé - Acanthe BTP

ABSTRACT *Les Sables d'Olonne. Innovation for sewage treatment in the Vendée region*

V. Roux, J.-M. Joussin

The Olonnes Community of Boroughs, a well-known seaside resort frequented by large numbers of people once the days start getting warmer again, has decided to equip itself with a sewer system that fulfils the most stringent requirements including a new sewage plant (WWTP), a brand new and extremely sturdy transport network and a new sea discharge system by applying some particularly innovative techniques. This operation worth over 42 million Euros initiated beginning of 2003 with completion scheduled for 2007 constitutes one of the largest sewerage project launched on the French Atlantic coast during the last years.

RESUMEN ESPAÑOL *Les Sables d'Olonne. Nuevas prestaciones para las aguas residuales en Vendée*

V. Roux y J.-M. Joussin

La Mancomunidad de municipios de Les Olonnes, celebre estación balnearia particularmente frecuentada cuando vuelven los días soleados, ha tomado la decisión de dotarse de un sistema de saneamiento que responda los imperativos más severos al iniciar una amplia obra de modernización de sus estructuras de colecta y de tratamiento recurriendo a diversas técnicas de construcción particularmente innovadoras. Esta operación – programa ambicioso de más de 42 millones de euros iniciado a principios de 2003 para finalizarse durante el transcurso de 2007 – constituye una de las más importantes obras de saneamiento lanzada estos dos últimos años en la costa atlántica.