

TRAVAUX

REVUE TECHNIQUE DES ENTREPRISES DE TRAVAUX PUBLICS

SOLS & FONDATIONS. PLATE-FORME DE MAINTENANCE DES YACHTS A LA CIOTAT. ASSAINISSEMENT SAR EN REGION PARISIENNE. SAIGON M&C TOWER : DES RACINES A 100 M DE PROFONDEUR. CONFORTEMENT D'UN GLISSEMENT DE L'AUTO-ROUTE A63. LE PARKING EURONANTES. AMELIORATION DES SOLS PAR INCLUSIONS VERTICALES RIGIDES. BARRAGE DU LAOUZAS

N° 862 JUIN 2009



TRAVAUX DE
SOUTÈNEMENT
POUR LA STATION
SOUTERRAINE
FARRER STATION
À SINGAPOUR
© J. LYNCH
SOLETANICHE BACHY



Directeur de la publication
 Patrick Bernasconi

Directrice déléguée
Rédactrice en chef
 Mona Mottot
 3, rue de Berri - 75008 Paris
 Tél. : +33 (0)1 44 13 31 03
 Email : mottotm@fnfp.fr

Comité de pilotage
 Laurent Boutillon (Vinci Construction
 Grands Projets), Jean-Bernard Datry
 (Setec TPI), Philippe Jacquet
 (Bouygues), Stéphane Monleau
 (Soletanche Bachy), Bruno Radiguet
 (Bouygues), Claude Servant (Eiffage
 TP), Philippe Vion (Sétra), François
 Vahi (FNTP), André Colson (FNTP),
 Mona Mottot (FNTP)

Secrétaire de rédaction
 Françoise Godart
 Tél. : +33 (0)2 41 18 11 41
 Email : francoise.godart@wanadoo.fr

Service Abonnement et Vente
 Com et Com
 Service Abonnement TRAVAUX
 Bât. Copernic - 20 av. Edouard Herriot
 92350 Le Plessis-Robinson
 Tél. : +33 (0)1 40 94 22 22
 Fax : +33 (0)1 40 94 22 32
 Email : revue-travaux@cometcom.fr

France (10 numéros) : 190 € TTC
 International (10 numéros) : 240 €
 Enseignants (10 numéros) : 75 €
 Étudiants (10 numéros) : 50 €
 Prix du numéro : 25 € (+ frais de port)
 Multi-abonnement : prix dégressifs
 (nous consulter)

Maquette
 Idé Edition
 33, rue des Jeûneurs - 75002 Paris
 Tél. : +33 (0)1 40 13 89 11
 www.ide.fr

Publicité
 Régie Publicité Industrielle
 Xavier Bertrand - Anne-Sophie Cuvillier
 9, bd Mendès France
 77600 Bussy-Saint-Georges
 Tél. : +33 (0)1 60 94 22 20
 Email : bertrand@rpi.fr - cuvillier@rpi.fr

Site internet : www.revue-travaux.com

Réalisation et impression
 Com'1 évidence
 8, rue Jean Goujon - 75008 Paris
 Tél. : +33 (0)1 40 74 64 34
 Email : contact@com1evidence.com

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

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

Editions Science et Industrie SAS
 9, rue de Berri - 75008 Paris
 Commission paritaire n°01111 T 80259

SOLS & FONDATIONS



© DIDIER MOREL

Ce numéro consacré au thème des Sols et des Fondations pour l'année 2009 paraît quelques mois après la mise en place, par le gouvernement, du plan de relance de l'économie face à la crise financière et bancaire mondiale. Conscient que le BTP est un des secteurs vitaux de l'économie, l'Etat fait un effort particulier pour y maintenir l'activité et donc l'emploi. Bien que ce plan de relance s'applique dès 2009, ses principaux aspects devraient surtout concerner l'année 2010. En géotechnique particulièrement, il convient que des délais forcément courts n'entraînent pas la mise en œuvre d'une action bien coordonnée. Comme chacun sait, tout projet de bâtiment ou de travaux publics doit commencer par une reconnaissance géotechnique, permettant une étude de la fondation de l'ouvrage, puis le suivi géotechnique au cours du chantier. Il est souhaitable, sinon nécessaire, que ces actions géotechniques, soient effectuées par la même société. Le coût d'une campagne géotechnique convenable est en moyenne de 1% du coût de la construction. C'est au maître d'ouvrage ou par délégation au maître d'œuvre qu'il appartient de faire la reconnaissance géotechnique. Or souvent, par économie, celui-ci a eu tendance à en réduire le coût, considérant que de toute façon « on doit pouvoir se débrouiller », quand il n'a pas cherché à imposer par contrat à l'entreprise que celle-ci fasse son affaire des reconnaissances géotechniques nécessaires. Lorsque la société géotechnique en charge de la reconnaissance montre que celle-ci est insuffisante et propose un complément, il est rare que ce dernier soit accepté. En d'autres termes, pour le maître d'ouvrage, la reconnaissance géotechnique n'est souvent qu'un « mal nécessaire ». Mais lorsque des désordres apparaissent et que le litige conduit à une expertise

judiciaire qui conclut à une étude géotechnique déficiente, le coût qui en résulte est sans commune mesure avec celui de la reconnaissance géotechnique qu'il aurait fallu faire. De plus, le maître d'ouvrage doit souvent en assumer à juste titre la majeure partie, même s'il essaie de se défendre en arguant du fait qu'il n'aurait aucune compétence dans ce domaine. C'est ainsi que la géotechnique est malheureusement devenue, au cours de quelques décennies, pour les rares compagnies d'assurances qui l'assurent encore, un domaine à risques dont la rentabilité est problématique. Et l'on peut alors valablement se demander quel est l'avenir, à plus ou moins long terme, des sociétés de reconnaissance et d'ingénierie géotechniques. Bien qu'un grand effort ait déjà été fait en produisant des documents, des recommandations et des textes réglementaires pour définir, préciser et encadrer les actions géotechniques, sans compter les Eurocodes qui constituent une avancée substantielle sur le plan de l'harmonisation du dimensionnement entre les pays européens, il est malheureusement à craindre que ce phénomène ne s'accroisse avec la crise actuelle. Pourtant dans le domaine du partenariat entre public et privé (PPP), à côté des concessions qui permettent depuis très longtemps de supprimer cette sorte de dichotomie entre le maître d'ouvrage public et le constructeur privé, le contrat de partenariat (CP) créé par l'ordonnance du 17 juin 2004 donne la possibilité de confier à un tiers une mission globale de financement et de réalisation pour un temps déterminé et avec une rémunération étalée. Limités bien sûr aux grands ouvrages, ces contrats de partenariat permettent de limiter considérablement le risque géotechnique dans la mesure où les actions géotechniques nécessaires sont toutes prises en compte et où aucune impasse n'est faite. Dans le domaine des ouvrages petits à moyens, il reste à trouver une meilleure gestion du risque géotechnique tant dans le domaine des marchés publics que dans celui des marchés privés. Elle passe nécessairement par une prise de conscience, de l'ensemble des participants à l'acte de construire, que la géotechnique doit être présente tout au long de la conception et de la réalisation de l'ouvrage, qu'elle doit être de façon continue et non par à-coups. Dans le domaine des marchés privés, peut-être aussi le rôle des bureaux de contrôle serait-il à élargir pour une meilleure prise en compte de la géotechnique dans les projets.

FRANÇOIS SCHLOSSER
 PROFESSEUR HONORAIRE À L'ÉCOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSÉES
 FONDATEUR DE TERRASOL
 INGÉNIEUR CONSEIL

JACQUES ROBERT¹, DIRECTEUR DU MANAGEMENT DES RISQUES CHEZ ARCADIS, EXPLIQUE L'IMPORTANCE DE L'INGÉNIERIE GÉOTECHNIQUE DANS LA RÉUSSITE DE TOUT PROJET DE CONSTRUCTION.

« **A TOUS LES STADES DE LA CONSTRUCTION, L'INGÉNIERIE GÉOTECHNIQUE EST LA MIEUX QUALIFIÉE POUR ASSISTER LE MAÎTRE D'OUVRAGE À FAIRE LES BONS CHOIX FACE AUX INCERTITUDES ET ALÉAS GÉOTECHNIQUES** »



DES OUVRAGES À CONSTRUIRE DE PLUS EN PLUS COMPLEXES, DES TERRAINS DISPONIBLES DE MOINS BONNE QUALITÉ GÉOTECHNIQUE, UNE FORTE OCCUPATION DU SOL ET DU SOUS-SOL PAR DES OUVRAGES DE PLUS EN PLUS VULNÉRABLES AU FIL DES ANNÉES, UN ENVIRONNEMENT PLUS SENSIBLE, TELS SONT LES DÉFIS AUXQUELS DOIVENT FAIRE FACE LES MISSIONS D'INGÉNIERIE GÉOTECHNIQUE, L'OBJECTIF FONDAMENTAL ÉTANT LA RÉDUCTION PROGRESSIVE DE CES INCERTITUDES ET ALÉAS GÉOTECHNIQUES, DONC DES RISQUES ASSOCIÉS.

PROPOS RECUEILLIS PAR MONA MOTTOT

celle qui fait les investigations mais le spécialiste qui réalise les études à partir des informations collectées par ces investigations sur le terrain, qu'elle peut réaliser elle-même si elle est équipée du matériel nécessaire pour. La profession a donc été l'élément moteur auprès de l'AFNOR pour la mise au point de la norme NFP 94-500 précisant les missions d'ingénierie géotechnique calées au plus près de celles définies dans la loi de maîtrise d'ouvrage publique (loi MOP) pour la maîtrise d'œuvre. Publiée en juin 2000, cette norme a été révisée en décembre 2006. Elle définit toutes les missions, jusque-là identifiées par des sigles (G1 à G5) dans le jargon de la profession, au travers d'un intitulé explicite désormais et accolé au sigle correspondant. La norme précise l'enchaînement et la définition synthétique des missions types d'ingénierie géotechnique, synchronisées avec les 3 étapes successives d'avancement du projet. Ainsi il est précisé qu'à l'étape 1 des études préliminaires, les missions d'étude géotechnique préliminaire de site et d'avant-projet doivent être réalisées. Pour l'étape 2 de mise au point du projet et de la consultation des entreprises, l'étude géotechnique de projet doit être réalisée et doit déboucher sur le dossier de consultation des entreprises pour ces travaux géotechniques. A l'étape 3 d'exécution des travaux, deux missions d'ingénierie géotechnique doivent être menées en parallèle : l'étude et suivi géotechniques d'exécution, habituellement faits par l'entreprise (ou sous-traités par elle) et la supervision géotechnique d'exécution faite pour le compte du maître d'ouvrage ou du maître d'œuvre. Les contraintes géotechniques de site sont conditionnées par les exigences de l'ouvrage à construire, et leur définition dépend de la connaissance géologique acquise qui ne peut qu'être progressive au fil du déroulement des études et des investigations réalisées : ces contraintes dépendent étroitement des sollicitations auxquelles sont soumises les formations, de la géométrie de l'ouvrage, des procédés de construction, de l'intensité et de la durée des efforts, des cycles climatiques, du phasage des travaux en particulier. L'ingénierie

Qu'est-ce que l'ingénierie géotechnique et quand intervient-elle dans le cadre d'un projet de construction ?

L'ingénierie géotechnique est une discipline spécialisée nécessaire pour toute opération de construction au même titre que les autres ingénieries, comme celle des structures ou des fluides. L'ingénierie géotechnique se préoccupe de l'interface entre la construction de l'ouvrage à réaliser et le contexte géotechnique du site où on veut l'implanter. Il est bon de rappeler - et ce sera le thème de la table ronde que j'animerai le 22 octobre dans le cadre des 8^e Rencontres de l'ingénierie organisée par Syntec-Ingénierie au CNIT- que « la géotechnique est l'assise de

tout ouvrage ». En effet, quel que soit le projet à réaliser, l'ouvrage est à implanter sur un site. Il faut donc connaître les caractéristiques du site choisi et les conditions pour optimiser cette intégration de l'ouvrage. L'ingénierie géotechnique est l'une des composantes de toutes les ingénieries nécessaires à la réalisation d'une opération et à ce titre, la profession se mobilise afin qu'elle soit partie prenante de la maîtrise d'œuvre. Il arrive souvent que l'ingénierie géotechnique soit sollicitée avant même que le maître d'œuvre ne soit désigné. C'est le cas notamment où le maître d'ouvrage, dans sa quête de site en amont du projet, cherche à connaître les propriétés des sites en lisse pour l'implantation de l'ouvrage

avant d'arrêter son choix. Le modèle géologique et le contexte géotechnique général d'un site seront alors définis dans le cadre d'une mission d'étude géotechnique préliminaire de site qui permet d'identifier les risques potentiels liés aux aléas géologiques du site. Les études géotechniques pour la mise au point du projet et son exécution sont réalisées dans le cadre d'autres missions d'ingénierie géotechnique ultérieures bien définies.

Quelles sont ces différentes missions d'ingénierie géotechnique et comment s'enchaînent-elles tout au long d'un projet ?

Il est important de préciser que l'ingénierie géotechnique n'est pas

géotechnique doit donc être associée aux autres ingénieries constituant la maîtrise d'œuvre à toutes les étapes successives du projet, pour pouvoir contribuer efficacement à la maîtrise des risques géologiques.

Quels sont les principaux risques géologiques qui peuvent se présenter ? Comment les identifier et y remédier ?

Dans le cadre d'un projet de construction, les risques géologiques occupent une place importante. Les ouvrages géotechniques du projet (terrassements, soutènements, fondations...) interagissent fortement avec le contexte géologique du site et le comportement des ouvrages avoisinants. Les risques géologiques inhérents à tout projet ont plusieurs origines. Tout d'abord, la variabilité naturelle des formations qui concerne leur géométrie, leur constitution lithologique, leurs discontinuités ou leur état de contraintes in situ. Cette variabilité naturelle peut être accentuée par des circulations d'eau variables dans le temps et par l'exploitation anthropique des matériaux à ciel ouvert ou en souterrain. Par ailleurs, la connaissance des terrains à partir des investigations est toujours limitée. En effet, les interpolations linéaires faites entre les sondages ponctuels laissent la place à des aléas géologiques réels ou non. Une connaissance poussée du sous-sol ne peut se faire que par des investigations et des observations progressives au cours de la conception puis surtout des travaux, à l'occasion des terrassements, des excavations pour fondations par exemple.

Autre source de risques géologiques, l'influence de l'ouvrage lui-même sur le site pouvant entraîner des modifications des risques géologiques initialement identifiés. A titre d'exemple, l'exécution d'une paroi moulée peut créer un barrage à l'écoulement naturel d'une nappe et induire une surélévation de son niveau statique en amont et un abaissement en aval, modifications à prendre en compte dans la conception de l'ouvrage et l'étude de son influence sur les avoisinants. Une bonne identification de ces risques géologiques passe par la bonne appréciation de la Zone d'Influence Géotechnique (ZIG), zone au sein de laquelle il y a interaction entre d'une part le sol et les ouvrages environnants et d'autre part, l'ouvrage du fait de sa construction et de son exploitation. Chaque ouvrage existant

implanté dans la ZIG doit être bien identifié et sa vulnérabilité analysée. Cette analyse peut conduire à préconiser des dispositions préventives concernant l'ouvrage existant (reprises en sous œuvre, amélioration des sols) ou l'ouvrage à construire (adaptation locale de la méthode de construction), et éventuellement des dispositions curatives en cas d'apparition de désordres. D'où l'importance de prévoir la réalisation de référents préventifs concernant tous les ouvrages répertoriés dans cette zone d'influence pour connaître leur état avant travaux et s'assurer que les désordres éventuels qui apparaîtraient sont bien des désordres nouveaux liés à la construction de l'ouvrage et non pas des désordres préexistants.

Quelles sont les méthodes de détection de problèmes liés à la survenance d'un risque géologique puis de suivi de leur maîtrise ?

C'est là qu'intervient la méthode observationnelle que je préfère appeler conception interactive. Face aux risques géologiques importants liés au caractère expérimental de la géotechnique, le retour d'expérience est particulièrement bénéfique. L'application de la conception interactive est fortement préconisée : elle permet si nécessaire d'adapter la conception des ouvrages géotechniques au comportement observé (donc réel) du massif, de l'ouvrage lui-même et des avoisinants pendant les travaux. Pour cela, des moyens d'auscultation sont mis en œuvre avant tous travaux,

en surface, sur le bâti et au sein du massif : une exploitation en temps réel des résultats des mesures permet alors d'apporter avant qu'il ne soit trop tard les adaptations qui s'avèreraient nécessaires aux ouvrages géotechniques, et cela selon des méthodologies prévues à l'avance. A part les observations et constats tout au long des travaux, la conception interactive nécessite un investissement important en études en amont : études de plusieurs comportements prévisionnels et analyses en retour en fonction des comportements observés pour mieux prévoir les conditions de poursuite des travaux. Par conséquent, l'ouvrage est réalisé dans des conditions optimales de sécurité, de délai et de coût. Je rappellerai les quatre règles à observer avant le début des travaux, règles précisées dans l'Eurocode 7 aujourd'hui en vigueur :
→ Définir les limites admissibles

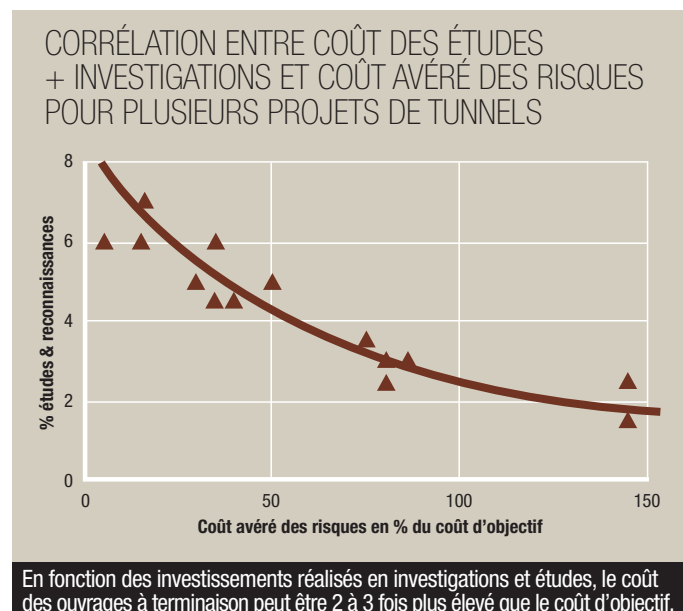


Effondrement du bâtiment des Archives à Cologne le 4 mars 2009, dans le cadre du projet de métro en cours de réalisation à proximité. En cause, des arrivées d'eau en fond de fouille qui ont déstabilisé le terrain encaissant et provoqué l'effondrement de la fouille.

du comportement de l'ouvrage à construire et des ouvrages voisins ;
→ Estimer le domaine de variations possibles du comportement avec recherche d'une probabilité acceptable pour un comportement réel dans les limites admissibles ;
→ Définir un programme de suivi pour vérifier que le comportement réel est dans les limites admissibles ;
→ Définir un programme de mesures d'urgence à appliquer si le suivi révèle un comportement sortant des limites admissibles.
Le sinistre survenu à Cologne en mars dernier suite à des arrivées d'eau en fond de fouille est une démonstration dramatique de l'importance d'observer ces 4 règles en amont des travaux : identifier le risque et définir la mesure d'urgence en cas de survenance.

La connaissance de l'état initial du contexte géotechnique d'un site est toujours partielle et de ce fait les risques géologiques peuvent être très importants. Comment sont gérés ces risques ?

Comme le souligne la norme AFNOR, le bon management des risques géologiques nécessite l'intervention de l'ingénierie géotechnique à tous les stades de conception, réalisation et même maintenance de l'ouvrage pendant son exploitation. Elle est la mieux qualifiée pour assister le maître d'ouvrage à faire les bons choix face aux incertitudes et aléas géologiques tributaires du contexte géologique réel du site, des spécificités de l'ouvrage à construire et de la ZIG. Seul l'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique permet une réduction progressive de ces incertitudes et aléas géologiques, donc des risques associés. En particulier, il y a lieu d'insister sur l'importance des missions de l'étape 3 d'exécution des travaux (étude et suivi géotechniques d'exécution, supervision géotechnique d'exécution) car c'est au cours de cette étape qu'il est collecté le plus de données concernant aussi bien le contexte géotechnique du site (réalisation de fouilles et excavation de fondations) que le comportement des terrains et des ouvrages avoisinants ou en cours de construction. A cette étape, il est encore temps de réagir pour éviter la survenance de sinistres liés à ces incertitudes et aléas géologiques. □



1- Jacques Robert s'est également investi dans l'organisation technique du Salon Solscope 2009, le rendez-vous biennal des professionnels de la géotechnique, du forage et des fondations ainsi que de leurs partenaires.

DURMEYER

DES FONDATIONS QUI TRAVERSENT LES GENERATIONS

**ANCRÉ DANS LE PAYS
DES ETANGS ENTRE METZ,
STRASBOURG ET NANCY,
CE SPÉCIALISTE DES
FONDATIONS SPÉCIALES
AIME À RAPPELER QUE
LES PIEUX FORÉS TUBÉS
SONT SYNONYMES DE
QUALITÉ ET STABILITÉ.**

ALAIN SARTRE

A Mittersheim, en Moselle, les Durmeyer perpétuent une longue tradition de bâtisseurs. On trouve la trace de leurs travaux dans les écrits des églises locales dès le 18^e siècle. Georges, le grand-père des dirigeants actuels, a créé son entreprise vers 1930. Il a passé le relais à ses trois enfants, Antoine, Jean-Paul et Gérard, au cours des années 60. Olivier, fils de Jean-Paul, et Yannick, fils de Gérard, ont à leur tour pris les rênes de la société en 2007. Une prise de fonction progressive : Gérard Durmeyer n'a quitté que fin 2008 sa fonction de président de la Fédération régionale des travaux publics de Lorraine.

A l'origine, il s'agissait d'une entreprise de travaux publics classique. Son profil a évolué suite à la crise des années 1970. Elle s'est alors spécialisée dans les fondations spéciales. « Mais notre expérience dans ce domaine remonte à 1935 », précise Yannick, actuel directeur général.

La société s'est stabilisée à un effectif d'environ 65 personnes, avec un chiffre d'affaires qui varie entre 10 et 12 millions d'euros. Les chantiers mobilisent en permanence une dizaine d'équi-

pes de 3 personnes : 1 responsable, 1 conducteur d'engin et 1 aide foreur. Le reste du personnel travaille dans les bureaux, mais aussi dans les ateliers. Des mécaniciens assurent l'entretien des machines. Des chaudronniers fabriquent, réparent et affûtent les outils de forage. Avec une certaine polyvalence : une partie de cet effectif sédentaire est capable d'aller sur le terrain en cas de besoin.

UNE TECHNICITÉ CONFIRMÉE

Durmeyer développe deux grandes activités : les pieux forés tubés et les ouvrages de palplanches. Pour cela, elle possède un parc étoffé de matériels polyvalents : 8 grues à flèche treillis allant jusqu'à 80 tonnes (de marque Liebherr ou Sennebogen), 6 machines de forage ou battage à mât de guidage (Bauer), complétées par 6 systèmes de vibrofonçage (ABI, ICE ou PTC). L'ensemble est transporté grâce à 2 tracteurs avec semi-remorque plateau.

« **L'ENTREPRISE DÉVELOPPE DEUX GRANDES ACTIVITÉS : LES PIEUX FORÉS TUBÉS ET LES OUVRAGES DE PALPLANCHES** »

Un camion grue apporte une aide pour la manutention et le montage. Deux barges sont utilisées lors des travaux sur canaux, rivières ou fleuves.

L'expérience et la technicité de l'entreprise ont été consacrées par diverses recherches menées avec des partenaires publics et/ou privés. Par exemple, sur son site de Mittersheim, elle a réalisé avec le CETE de Meurthe-et-Moselle une série de 7 pieux expérimentaux destinés à valider la qualité de mise en oeuvre. D'une profondeur de 6 à 15 m, pour un diamètre de 50 à 100 cm, ces ouvrages incorporent des défauts volontaires bien identifiés en termes de bétonnage, ferrailage ou dimensions. Ils sont mis à la disposition des spécialistes du contrôle par impédance mécanique ou essais soniques pour vérifier l'étalement de leurs appareils de mesure.

Autre étude, menée cette fois en collaboration avec la société Profil Arbed -aujourd'hui filiale du groupe Arcelor-Mittal- et le laboratoire régional des



◀ **OLIVIER DURMEYER, 43 ANS, PRÉSIDENT**
Formation : doctorat de physique obtenu à l'université de Strasbourg, suite à une thèse consacrée à la matière condensée. Entré dans l'entreprise en 1991.
Première fonction : étude et dimensionnement des fondations ou ouvrages en palplanches.

DEUX JEUNES DIRIGEANTS DÉVELOPPENT L'ENTREPRISE FAMILIALE



YANNICK DURMEYER, 34 ANS, DIRECTEUR GÉNÉRAL ▶
Formation : ingénieur de l'ESITC de Metz, Ecole Supérieure d'Ingénieurs des Travaux de la Construction. Entré dans l'entreprise en 2000. Première fonction : travaille sur chantier et participe aux choix d'investissements en matériels.



2

2- Avant-plan : Machines de forage de 40 t à 120 t.
Arrière-plan : Atelier de soudure et d'entretien du matériel.
3- Principe de rangement du parc matériel (buckets, tarières, carottiers...).



3

2- Foreground: Drilling machines, 40 to 120 tonnes.
Background: Welding and equipment maintenance workshop.
3- Schematic of equipment storage facilities (buckets, augers, core drills, etc.).

Ponts et Chaussées de Strasbourg : le fonçage de palplanches avec langage d'eau sous pression. Il s'agissait de qualifier, sur deux sites complémentaires (argileux et graveleux), l'amélioration apportée par rapport au simple vibrage.

Par ailleurs, l'entreprise vise aussi le marché de l'amélioration des sols. Elle a ainsi conduit, dans le cadre d'un contrat CIFRE, des essais de chargements en grandeur réelle sur des colonnes ballastées, avec le laboratoire Environnement Géomécanique et Ouvrages de Nancy. Objectif : apprécier les tassements et le comportement des semelles de fondation supportées.

PRÉSENCE FORTE DANS LE GRAND EST

« En matière de palplanches, le Polder d'Erstein fait partie de nos références les plus significatives », rappelle Olivier, président de la société. Située en amont de Strasbourg, cette zone inondable de 600 hectares est enchâssée par un réseau de digues capable de stocker jusqu'à 7,8 millions de m³ d'eau. Elle protège contre les crues du Rhin, lorsque le débit dépasse les 3 600 m³/s.

Dans le domaine des pieux forés tubés, les références sont plus nombreuses. L'entreprise est notamment présente sur le marché du ferroviaire. Elle a participé aux ouvrages d'art qui ponctuent la ligne à grande vitesse Est, ainsi que la branche Est de la LGV Rhin-Rhône. Sur ce dernier projet, elle a même été impliquée dans les fondations des caténaires, pour lesquelles elle a élaboré une technologie spécifique de forage. Actuellement, elle travaille à la modernisation de la ligne du Haut-Bugey dans l'Ain : un secteur accidenté de 65 km, sur lequel les TGV pourront rouler à une vitesse de 80 à 120 km/h, ce qui va réduire d'une vingtaine de minutes le trajet entre Paris et Genève.

L'entreprise se positionne aussi sur les marchés du bâtiment et de l'assainissement. Elle était présente sur le chantier de la nouvelle prison de Nancy-Maxéville dont la mise en service est annoncée pour cet été 2009. En mars dernier, sur la place Mazelle de Metz, elle a livré deux puits d'une vingtaine de mètres de profondeur destinés à collecter les eaux usées du centre-ville. Les travaux visent à protéger la rivière La Seille contre les débordements des égouts lors des orages. En raison du faible diamètre, le soutènement n'a pas été réalisé en palplanches mais en pieux forés tubés sécants. □

UNE IMPLANTATION RESTRUCTURÉE

A Mittersheim, petit village de 600 habitants, le siège de Durmeyer s'étale sur environ 6 hectares. Une plate-forme de 5 600 m² rassemble les machines non utilisées. Outre un immeuble de bureau de 700 m² et un hangar de garage des véhicules, le site comprend deux bâtiments. Le plus ancien, d'une surface de 950 m², abrite à la fois un entrepôt pour pièces détachées et un atelier de mécanique. Le plus récent, construit en 2003, accueille l'atelier de chaudronnerie sur 1 000 m² équipé d'un pont roulant de 10 tonnes.

Les outils de forage et tubage des pieux, très nombreux en raison de la diversité des diamètres, sont stockés sur deux parcs matériels non couverts. Le principal, d'une surface de 2 000 m², est équipé d'un pont roulant de 6 tonnes. Il a été réaménagé en 2008 afin de faciliter la gestion et manipulation des outils, mais aussi pour réduire les risques d'accident. D'une part, la portance du sol a été renforcée. D'autre part, les empilements de tubes, tarières, carottiers et buckets, sont désormais stabilisés grâce à des supports en forme de H.

SI LES NORMES M'ÉTAIENT



LES PLUS ANCIENS ONT CONNU ET UTILISÉ LE FOND.72. LE DTU 13.2 DE 1978 N'EST PAS ENCORE OUBLIÉ (QUI NE RETROUVE PAS DANS CERTAINS TEXTES LA RÉFÉRENCE D'UN TAUX DE TRAVAIL À 50 BARS ?). PUIS EST VENU LE DTU 13.2 DE SEPTEMBRE 1992 (ENCORE EN VIGUEUR) QUI A UN STATUT DE NORME (NF P 11-212). PARALLÈLEMENT (FIN 1993), SONT SORTIS LES FASCICULES DU CCTG EN VIGUEUR POUR LES OUVRAGES D'ART.

ET DEPUIS ? ET AUJOURD'HUI ? JEAN-PAUL VOLCKE, RESPONSABLE DE LA COMMISSION TECHNIQUE DU SOFFONS

Voilà ce qu'il m'a été demandé de vous exposer. Mais en préliminaire, je tiens à vous affirmer la difficulté qu'il y a à être parfaitement informé de la réalité ou de la validité des textes : certains textes étaient mis à disposition alors que je participais encore aux groupes de travail en charge de les rédiger, j'ai vu certaines formations proposées sur des textes seulement partiellement opérationnels, certains textes que je connais pour valides depuis des mois tardent à être publiés... Aussi je vous demanderai d'être indulgents avec les inexactitudes que mon propos ne manquera pas de comporter et d'être circonspects sur ce qui pourrait paraître pour des affirmations et qui ne sont en fait que des tendances. Pour revenir à l'historique, si l'on passe rapidement sur l'épisode franco-français d'une tentative avortée d'harmonisation entre DTU et fascicules qui aurait pu être un DTU en 1999 ou 2000, la

grande affaire aura été l'apparition des « normes européennes ».

L'idée directrice était le souhait d'avoir des textes applicables « de Gibraltar au Cap Nord » ; des groupes de travail ont donc été mis en place sous l'égide du CEN à la fois sur des normes produits, sur des normes d'exécution et sur des normes de calcul.

La procédure est cependant originale puisque le CEN ne publie aucun texte : l'AFNOR (pour la France) a la mission de transcrire (c'est-à-dire traduire et enregistrer) en droit français les textes résultant des travaux du CEN (commis après une mise au point et une validation à caractère international) et de supprimer dans les textes nationaux préexistants les éléments contraires aux dispositions européennes.

En ce qui concerne les normes produits ou procédés, des consensus ont pu assez rapidement se dégager et certaines normes sont d'application en France depuis près de dix ans :

« LES TEXTES
 NORMATIFS
 CONSTITUENT
 UN FORMIDABLE
 LEVIER POUR
 FAIRE ÉVOLUER
 LA PROFESSION »

par exemple, la norme NF EN 1536 pieux forés (enregistrée aussi comme NF P 94-310) est d'octobre 1999...

D'autres normes sont moins consensuelles (ce qui explique peut-être le manque d'empressement à les faire appliquer) ; ainsi les « tirants » ne sont pas exécutés de façon similaire au-delà de notre frontière (cf. les questions de contrôle ou de protection) et ne comprennent pas les mêmes dispositions constructives dans tous les pays : les rédactions a minima (pour ne froisser personne) ou très exhaustives (pour que chacun y retrouve « sa » méthode) marquent donc certains textes...

L'alternative (de réaliser des textes sur des thèmes très délimités) s'ajoute au nombre de sujets à traiter (pensez simplement au nombre d'essais de sols in situ possibles) : la tâche reste donc immense ; d'autant plus qu'il faut déjà songer à la révision des normes vieilles de dix ans !

Les normes de calcul -plus connues



Contées...

comme Eurocodes- se sont avérées beaucoup plus complexes à mettre au point.

D'abord, parce que les difficultés exposées précédemment pour les normes d'exécution sont également vraies pour la conception ; l'essai de charge préalable de la pratique anglo-saxonne n'est pas moins valide que le dimensionnement basé sur des essais de sol mais comment pondérer les méthodes l'une par rapport à l'autre ?

Ensuite, parce que les Eurocodes interfèrent l'un par rapport à l'autre : le béton du pieu est-il géré par l'EC2 (béton armé) ou par l'EC7 (les ouvrages géotechniques) ? Si l'EC7 fait référence à un alinéa de l'EC3 (qui n'est pas figé à ce moment-là) et base la conception sur cette rédaction, cela est-il encore pertinent à chaque révision de l'EC3 (et réciproquement) ?

Enfin, parce qu'il a toujours été prévu que l'Eurocode aurait une déclinaison nationale (le Document d'Application National) permettant de figer des pondérations qui ne seraient que des fourchettes dans le texte « européen » ou rendre obligatoires des dispositions « informatives » dudit texte ; l'objectif plus ou moins avoué étant que ces DAN -par une application appropriée- évitent, par exemple, que des pieux deviennent deux fois plus courts (crainte de l'Administration) ou deux fois plus longs (inquiétude économique des entrepreneurs) que dans les errements antérieurs...
Ajoutons une spécificité et française et

géotechnique (dérogatoire vis-à-vis de l'esprit des Eurocodes) : comme nos usages de la conception reposent sur une documentation (pour ne pas dire réglementation) très riche et qu'il n'était pas envisageable de la retrouver dans des Eurocodes déjà jugés trop lourds par d'aucuns (n'oublions pas en plus l'obligation du consensus international !), il a été accepté que des normes de conception et de calcul (strictement françaises) facilitent la déclinaison de la DAN.

A ce jour, une seule a abouti (de parution imminente ?) : celle sur les écrans (parois moulées entre autres) ; d'autres sont en route : pieux, fondations superficielles, massifs en sol renforcé...

Résumons-nous : je ne peux pas dimensionner un pieu si la norme nationale n'est pas valide ; laquelle découle du DAN ; qui ne peut être en place qu'après la rédaction de l'EC7 ; lequel EC7 dépend au moins pour partie des autres Eurocodes...

On peut encore corser la chose avec les normes d'exécution : le mode opératoire n'est pas forcément neutre (est-on encore en pieu foré si l'on utilise une tarière creuse dont le tube central est de diamètre voisin du diamètre nominal de la tarière ?), pas plus que la définition des essais de sol (par exemple, la façon de définir conventionnellement la pression limite de calcul est-elle la même ?).

Je ne pense pas beaucoup m'avancer en affirmant que bientôt nous aurons des textes que nous pourrions appliquer

mais le gros du travail restera devant nous.

Il nous faudra expurger des textes préexistants les dispositions contraires aux « normes européennes » mais en prenant garde de préserver (sous une forme ou sous une autre) les autres qui sont souvent le fruit de notre expérience ; ainsi, malheureusement, la norme NF P 18-305 (sur les bétons) a laissé place à l'EN 206-1... en perdant toute l'information sur le transport du béton !

Ceci sera peut-être aussi l'opportunité d'arrêter les empilements de textes de références des Cahiers des Charges où l'on trouve le DTU 13.2 (qui est le plus fourni pour dire qui fait quoi), le fascicule 62 titre V (qui est la référence actuelle pour la prise en compte d'efforts autres que verticaux centrés mais donne dans certains terrains des résultats de portance très différents), la norme européenne EN 1536 (qui donne des tolérances d'implantation sans rapport avec les textes précédents), l'Eurocode 7 (qui repose sur des modélisations de sol présentées à tout le moins différemment des usages actuels)... Bon courage pour dire quel texte prime sur l'autre selon la question posée !

Mélanger les textes peut également poser des problèmes de cohérence. A une question posée à des spécialistes de Génie Parasismique, il m'a été répondu que les méthodes de calcul du PS 92 (réglementation donc d'application obligatoire) étaient compatibles avec l'EC8. Soit.

Mais le PS 92 dit aussi que tout pieu en zone de sismicité non nulle doit répondre à certaines dispositions constructives imposées dont un ferrailage minimal ; or, l'EC8 n'envisage plus de sismicité nulle mais considère que si les calculs le justifient (ce qui serait le cas en sismicité faible), le pieu pourrait ne pas être armé ; comment gèrera-t-on ce hiatus ?

Bien entendu, le PS 92 sera abrogé (avant 2012 nous dit-on) ; quelles seront alors les dispositions constructives minimales ?

Enfin, comme pour tout texte nouveau, nous découvrirons à l'usage peut-être des anomalies et plus sûrement des difficultés d'interprétation.

Sans doute trouverez-vous que j'ai dressé un tableau bien noir de ces nouveaux textes qui vont s'imposer à nous mais j'y vois surtout des points positifs.

Nous avons mis en route des groupes de travail qui ont remis à plat toutes nos connaissances, avec des gens d'horizons différents (cf. la dichotomie DTU/Fascicule) ayant la volonté de faire évoluer les choses.

Nous avons eu l'opportunité, et elle se renouvellera, de compléter, corriger ou préciser des textes dont nous devons auparavant, individuellement et affaire après affaire, rectifier les limites.

Ces textes constituent donc un formidable levier pour faire évoluer la profession.

A une condition : se mobiliser pour répondre présent dans la durée. □

DEPOLLUTION DES SOLS ET DES EAUX SOUTERRAINES : ENJEUX ET PERSPECTIVES

RECONVERSION DES SITES INDUSTRIELS ET DES FRICHES, LUTTE CONTRE L'ÉTALEMENT URBAIN, DENSIFICATION DES CENTRES-VILLES SONT AUJOURD'HUI DES RÉPONSES AUX ENJEUX URBANISTIQUES, ENVIRONNEMENTAUX, ÉCONOMIQUES ET POLITIQUES. DANS CE CONTEXTE, LE MARCHÉ DE LA DÉPOLLUTION DES SITES ET SOLS CONNAÎT UNE CROISSANCE SOUTENUE DEPUIS PLUSIEURS ANNÉES. UNE ÉVOLUTION QUI NÉCESSITE UNE PROFESSIONNALISATION DU MÉTIER MAIS AUSSI UNE ADAPTATION DU CADRE RÉGLEMENTAIRE ET LÉGISLATIF. ENTRETIEN AVEC CLAUDE CEDOU, PRÉSIDENT DE L'UNION PROFESSIONNELLE DES ENTREPRISES DE DÉPOLLUTION DE SITES (UPDS). PROPOS RECUEILLIS PAR JEAN-PHILIPPE DUPEYRON, SÉBASTIEN PERRUCHOT

COMMENT EST ORGANISÉE L'UPDS ? QUELLES SONT SES MISSIONS ?

L'UPDS a été créée en 1992. Elle fédère 41 entreprises spécialisées dans la dépollution des sites et sols pollués. Elle est organisée en deux collèges qui représentent nos deux grands métiers. Le collège « Ingénierie » regroupe 25 adhérents exerçant leur activité principalement dans les études et le conseil pour la gestion des sites pollués. Le collège « Travaux » rassemble 16 adhérents ayant pour activité la réhabilitation des sites pollués à proprement parler.

Notre organisation professionnelle s'est donné pour mission de participer au développement et à la structuration de notre métier qui reste encore relativement « jeune ». Nous travaillons notamment en partenariat avec le Bureau du Sol et du Sous-Sol de la Direction Générale de Prévention des Risques du MEEDDAT ou avec l'ADEME sur de nombreux aspects techniques et réglementaires. Par ailleurs, nos commissions sont particulièrement actives dans le domaine technique pour définir la « Règle de l'Art » de la Profession, mais aussi sur des questions de prévention et de sécurité des salariés.

A QUAND REMONTENT LES DÉBUTS DE LA PROFESSION ?

Depuis 1976, la réglementation sur les Installations Classées pour la Protection de l'Environnement (ICPE) fixe un cadre



CLAUDE CEDOU

© DR

« LA DÉPOLLUTION DES SITES EST UN MÉTIER DE L'ENVIRONNEMENT MÛ PAR UNE EXIGENCE DE SANTÉ PUBLIQUE QUI MET EN ŒUVRE DES PROCESS INDUSTRIELS DANS DES CONDITIONS DE CHANTIER. »

réglementaire en matière de pollution de sites. Les activités de dépollution ne se sont néanmoins réellement structurées qu'à partir du début des années 1990. Il a en effet fallu attendre la circulaire « Barnier » du 3 décembre 1993, aujourd'hui abrogée, pour parler d'une véritable reconnaissance de notre métier. Ce texte fixait les principes de la politique de traitement des sites et sols pollués, en précisant que le traitement de chaque site doit dépendre de son impact effectif sur l'environnement et de l'usage auquel il est destiné. La circulaire insistait sur la prise en compte des risques pour la santé humaine et décidait de la mise en place des outils nécessaires à la mise en œuvre de cette politique : la recherche systématique des sites potentiellement pollués et leur inventaire, l'évaluation des risques et de la vulnérabilité des sites et la création de structures adaptées d'information et de concertation.

Cette politique de gestion des risques selon l'usage a été maintenue dans la nouvelle méthodologie de gestion des sites et sols pollués (Circulaires du 8 février 2007).

COMMENT DÉFINIT-ON UN SITE OU SOL POLLUÉ ET QUELLE EST L'ORIGINE DES POLLUTIONS ?

Le ministère chargé de l'Environnement le définit comme un site présentant un risque réel ou potentiel pour la santé humaine et/ou l'environnement. Le traitement de chaque site doit dépendre

de son impact sur l'environnement et de l'usage auquel il est destiné. Toutes les démarches débutent donc par une évaluation précise des conséquences actuelles et potentielles des pollutions constatées.

Les pollutions que nous avons à gérer sont pour la plupart d'origine industrielle. Elles proviennent parfois de pratiques « sommaires » en matière d'élimination des déchets, de fuites ou d'épandages de produits chimiques (accidentel ou non) mais aussi des retombées de rejets ou fumées atmosphériques accumulées au fil des années.

QUE REPRÉSENTE LE MARCHÉ FRANÇAIS DE LA DÉPOLLUTION DES SITES ET DES SOLS ? QUELLES SONT VOS PERSPECTIVES DE CROISSANCE DANS LE CONTEXTE ACTUEL DE CRISE ?

Le chiffre d'affaires de nos adhérents s'est élevé à 310 millions d'euros en 2007, soit 70% du marché total. Il se divise en deux parties : 40% pour l'ingénierie comprenant les études et diagnostics et 60% pour les travaux de dépollution. Depuis quelques années, nous connaissons une progression sensible de notre activité, de l'ordre de 10% à 15% par an. La profession ne ressent pas pour l'instant la crise économique actuelle, dans toute son ampleur. Nous sommes bien entendu touchés par le retournement de l'im-



mobilier mais nos grands donneurs d'ordres continuent à soutenir le marché, en particulier dans le domaine de la reconversion des sites et friches industrielles.

QUI SONT VOS PRINCIPAUX CLIENTS ?

Les promoteurs et aménageurs immobiliers comptent pour 70% de notre activité. Les industriels représentent la part restante de notre chiffre d'affaires, environ 30%. Nous pouvons citer par exemple parmi les grandes opérations emblématiques, la dépollution du site du Stade de France ou plus récemment de celui de l'usine Metaleurop.

LE GRENELLE DE L'ENVIRONNEMENT A AFFICHÉ UNE VOLONTÉ DE DÉVELOPPEMENT URBAIN DURABLE. COMMENT PERCEVEZ-VOUS CETTE NOUVELLE POLITIQUE ET LES OPPORTUNITÉS OFFERTES À VOTRE SECTEUR ?

La reconquête des sites délaissés, notamment les friches industrielles dans les centres-villes, figure en effet aux conclusions du Grenelle. La prise de conscience que les ressources de la planète ne sont pas exploitables indéfiniment est une évolution majeure pour nos métiers. La volonté de densifier les villes, de lutter contre un étalement urbain ainsi que l'accroissement de la pression foncière sont des motivations fortes pour reconverter des sites industriels abandonnés. On est en train de se rendre compte de la valeur patrimoniale des friches, souvent très bien situées au cœur des agglomérations : leur dépollution est non seulement devenue rentable d'un point de vue économique mais c'est aussi de plus en plus un choix environnemental pour les maîtres d'ouvrage.

Dans le plan de relance gouvernemental, 20 millions d'euros sont consacrés aux sites et sols pollués. Bien sûr c'est peu par rapport à l'effort global d'investissement ; néanmoins, le fait que les sols pollués apparaissent dans ce plan est pour nous la preuve d'une reconnaissance de nos activités. Je ne suis pas

certain que cela aurait été le cas il y a quelques années. Aujourd'hui, la France a rattrapé son retard et est même en pointe par rapport à d'autres pays pour lesquels l'essor du marché de la dépollution a pourtant été plus précoce.

NE RESTE-T-IL PAS CEPENDANT ENCORE CERTAINS BLOCAGES ET FREINS À VOS ACTIVITÉS ?

Les aspects réglementaires constituent encore une des principales faiblesses pour notre secteur : le droit des sols pollués s'est construit petit à petit sur la base de textes législatifs et ceci a abouti à un certain flou. Ainsi, un exploitant industriel peut décider de ne dépolluer que a minima à l'issue de son activité, par exemple s'il ne vend pas son terrain pour le reconverter à d'autres usages. Heureusement, l'évolution des consciences fait que cette position est en train de devenir archaïque : la plupart des groupes industriels s'engagent aujourd'hui dans des opérations de dépollution de leurs anciens sites de production. La loi évolue également. La loi de 2003 a clarifié les responsabilités, et des mécanismes de garanties financières existent désormais pour provisionner les travaux liés à la dépollution à l'issue d'une l'activité industrielle.

Au niveau européen, une directive-cadre Sols contraignante a été élaborée qui obligeait notamment à revoir les inventaires de sites et sols pollués. Après plusieurs années de travail le projet a été assez proche d'être adopté mais n'a finalement pas trouvé le consensus nécessaire. Cette absence actuelle de législation européenne est un frein pour certaines opérations et nous ne pouvons qu'espérer aboutir à un cadre réglementaire clair et unique.

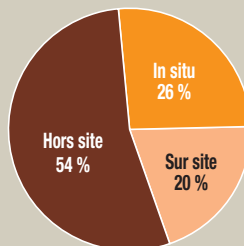
COMMENT VOS ENTREPRISES SE PRÉPARENT-ELLES POUR RÉPONDRE AUX NOUVEAUX ENJEUX ET AUX MARCHÉS DE DEMAIN ?

La dépollution est un métier de l'environnement mû par une exigence de santé publique qui met en œuvre des process industriels dans des conditions de chantier. C'est un métier complè-

tement original et nous voulons faire en sorte d'être perçus comme tels par tous les acteurs de la chaîne économique, en particulier les donneurs d'ordre. Aujourd'hui, il n'y a que peu de contraintes pour se déclarer professionnel de la dépollution. Or, les enjeux peuvent être considérables pour les maîtres d'ouvrages, en termes financiers comme en termes de responsabilités. C'est pourquoi la professionnalisation est un des grands objectifs de l'UPDS très active dans la définition des règles de l'art et la reconnaissance des métiers. Une norme de service (NF X31-620) pour les prestations dans le domaine des sites sols pollués a été mise en place en septembre 2003 ; elle est en cours

de révision pour intégrer la méthodologie de gestion des sites et sols pollués décrite dans la circulaire du 8 février 2007. Notre démarche de labellisation des entreprises relève aussi de cette volonté : Qualipol est un label mis en place par l'UPDS, délivré par l'AFAQ, ayant pour vocation de mettre en valeur les entreprises qui répondent à des exigences de professionnalisme et de sécurité. La labellisation Qualipol est accessible à toutes les entreprises du secteur qui s'engagent sur leurs :
→ Capacités organisationnelles et méthodologiques
→ Compétences et expériences professionnelles,
→ Exigences en matière d'hygiène, de sécurité et de protection des riverains. □

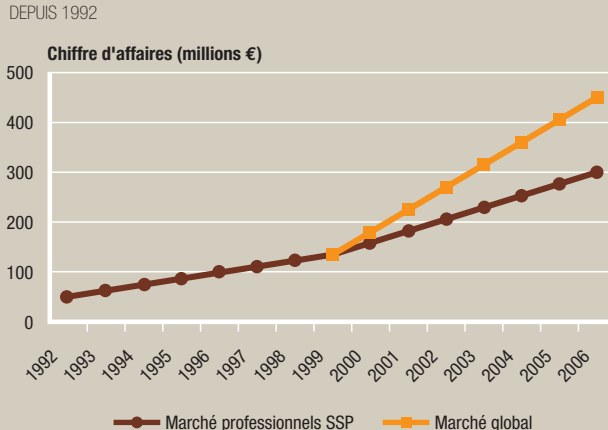
LES DIFFÉRENTES FILIÈRES DE TRAITEMENT DES SITES POLLUÉS



Le traitement des sites pollués peut s'effectuer soit in situ, soit sur site, soit hors site. Selon une étude menée par l'ADEME auprès d'adhérents de l'UPDS, les traitements hors sites représentent 54 % du tonnage traité total (soit 1 197 100 tonnes) contre 571 400 tonnes pour la filière in situ et 440 600 tonnes pour le traitement sur site.

SOURCE : ADEME - DONNÉES 2008

ÉVOLUTION DU MARCHÉ DES PROFESSIONNELS DE L'UPDS DEPUIS 1992



GEOMIX®

REDUCTION DES COUTS ET DE L'IMPACT SUR L'ENVIRONNEMENT

DÉVELOPPÉ PAR SOLÉTANCHE BACHY, LE PROCÉDÉ GEOMIX®¹ EST UTILISÉ POUR RÉALISER DES FONDATIONS, DES ÉCRANS ÉTANCHES OU DES SOUTÈNEMENTS SOUS NAPPE SANS BÉTON ET QUASIMENT SANS DÉBLAIS.

UNE PAROI ÉCONOMIQUE PLUS RESPECTUEUSE DE L'ENVIRONNEMENT

Comme les parois traditionnelles (paroi moulée en béton, paroi armée au coulis, écran épais au coulis, etc.) la paroi Geomix® est constituée de panneaux juxtaposés primaires et secondaires. Cette solution présente de nombreux avantages :

→ Le terrain en place devient matériau de construction : cela évite les lourdes manutentions et évacuations de déblais et diminue la consommation de ressources naturelles : pas ou peu de déchets (déblais), pas ou peu d'apport de béton ou de matériau extérieur (seulement le ciment).

→ La technique ne nécessite généralement pas la construction préalable de murettes guides.

UN ÉQUIPEMENT HYBRIDE

Ce procédé résulte de l'alliance de la

technologie Hydrofraise et des techniques de soil mixing. Il conjugue ainsi les avantages de l'Hydrofraise (robustesse et expérience éprouvée) avec ceux du soil mixing, qui consiste à mélanger le sol en place à un coulis bentonite/ciment, grâce à un nouvel outil, le Cutter Soil Mixing (CSM). Cet équipement est compatible avec de nombreux types de porteurs, ce qui apporte une grande souplesse d'utilisation. Le principe du procédé est schématisé en figure 2.

LE SYSTÈME DE SUPERVISION : UN ÉLÉMENT CLÉ

Le système de supervision contrôle simultanément et en temps réel les 2 paramètres clés du procédé : l'homogénéité du mélange sol-liant et la quantité de liant injecté dans le volume de sol traité tout en permettant la navigation dans le sol pour s'assurer de la verticalité de l'ouvrage réalisé.

Le système développé pour le Geomix® fait appel à plusieurs types de capteurs disposés aux points critiques du système. L'informatique embarquée permet la supervision et le pilotage de l'outil depuis la cabine (photo 4).

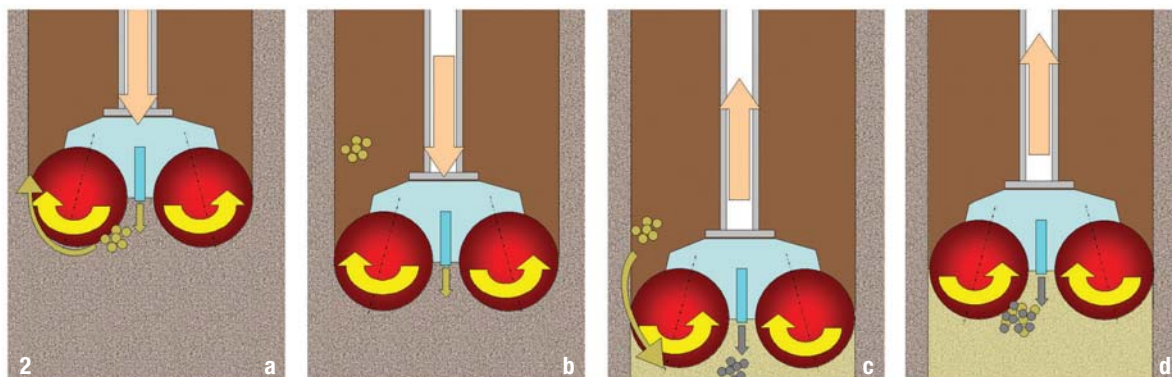
DES APPLICATIONS MULTIPLES

L'expertise cumulée de Solétanche Bachy dans le domaine des coulis de ciment et des fluides de forage ainsi que dans la perforation de parois permet de proposer des formulations optimisées, spécifiques à chaque site. Si nécessaire, la paroi peut être renforcée par des profilés descendus dans le mélange sol/coulis encore frais. Les domaines d'application sont donc nombreux : paroi d'étanchéité, paroi de soutènement, amélioration de sol, stabilisation, dépollution des sols et des nappes... (photo 5).

« Le Geomix® étend considérablement ▷

2- Le terrain est déstructuré lors de la perforation. Les produits d'excavation sont déplacés vers le dessus de la tête de coupe. Lors de la remontée, le mouvement de la machine déplace le mélange du dessus vers le dessous de la machine. Un liant est alors injecté et mélangé.

2- The ground is destructured during drilling. Excavation products are moved to the top of the cutter head. When coming back up, the machine's movement displaces the mixture from the top to the bottom of the machine. A binder is then injected and mixed.



le champ d'application du soil mixing profond » souligne Serge Borel, directeur R&D de Solétanche Bachy. Le procédé s'inscrit dans la dynamique d'innovation tournée vers le développement durable du Groupe. « Améliorer les performances sur le terrain et réduire l'impact de notre activité sur l'environnement sont nos deux principaux objectifs de recherche. Le Geomix® est le résultat de cette démarche. Grâce au Geomix®, on peut réduire de 70% à 100% la quantité de déblais produits. » □

1- Le Geomix® a reçu le prix de l'innovation de la FNTP en 2007.

« **GRÂCE AU GEOMIX®, ON PEUT RÉDUIRE DE 70% À 100% LA QUANTITÉ DE DÉBLAIS PRODUITS** » »

PITTSBURGH - NORTH SHORE CONNECTOR (USA) : PAROI GEOMIX® DE SOUTÈNEMENT.

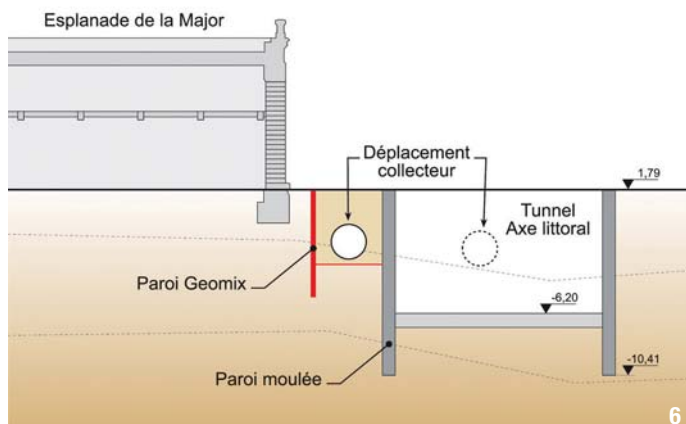
Dans le cadre des travaux d'extension du métro, Solétanche Bachy a réalisé en 2007 des soutènements pour une tranchée couverte et le puits de départ du tunnelier. Ces travaux comprenaient entre autre 10 000 m² de paroi Geomix® en 800 mm d'épaisseur, entre 16m et 21m de profondeur (photo 5).

STARY BREN (POLOGNE) :

écran Geomix® étanche destiné à renforcer, sur 150 m, une digue de la Vistule, dans la région de Cracovie. Les panneaux Geomix® de 500 mm d'épaisseur et 10 m de profondeur sont forés à travers les terrains argileux de la digue, puis une couche de sables et graviers.

DANS LE CADRE DU PROJET DE L'AXE LITTORAL À MARSEILLE,

le soutènement Geomix® provisoire était destiné à dévier un collecteur d'assainissement initialement présent à l'endroit du futur tunnel de l'Axe Littoral. L'objectif était également de protéger contre les tassements le patrimoine historique de la cathédrale la Major. 1 700 m² de soutènement provisoire ont été réalisés à moindre coût, sans vibrations dommageables aux voûtes supportant l'esplanade de la cathédrale toute proche (figure 6).



3- Géomix sur ABI 18/20 à Miami (chantier pilote pour un projet de parking souterrain).

4- Les dernières techniques de monitoring sont utilisées pour contrôler et garantir la qualité de réalisation.

5- Le Geomix® utilise le sol en place comme matériau de construction, ce qui réduit l'impact des travaux sur l'environnement.

6- Le collecteur dévié est posé entre la paroi Geomix® et la paroi moulée du tunnel. Le soutènement Geomix® est butonné sur la paroi moulée du tunnel.

7- L'outillage nécessaire au Geomix® est très réduit. Le procédé peut donc être utilisé sur des sites exigus ou difficiles d'accès.

3- Geomix on ABI 18/20 in Miami (pilot project for an underground car park project).

4- The latest monitoring techniques are used to control and ensure the quality of execution.

5- Geomix® uses the in-situ soil as a construction material, thereby attenuating the impact of the works on the environment.

6- The diverted main drain is laid between the Geomix® wall and the diaphragm wall of the tunnel. The Geomix® supporting structure is stayed on the tunnel diaphragm wall.

7- The tools required for Geomix® are very few. The process can therefore be used on cramped or hard-to-access sites.

© SOLÉTANCHE BACHY



COMPACTAGE DYNAMIQUE DE LA PLATE-FORME DE MAINTENANCE DES YACHTS DE HAUTE PLAISANCE A LA CIOTAT (BOUCHES-DU-RHÔNE)

AUTEURS : ERIC ANTOINET, ADJOINT AU DIRECTEUR MÉTIER INFRASTRUCTURES, ANTEA -
STÉPHANE BRÛLÉ, DIRECTEUR DE L'AGENCE TRAVAUX RHÔNE-ALPES, MENARD

L'AMÉNAGEMENT DE LA NOUVELLE PLATE-FORME DE MAINTENANCE DES YACHTS DE HAUTE PLAISANCE À LA CIOTAT PASSAIT PAR LA REVALORISATION DE 4 HA DE TERRAINS GAGNÉS SUR LA MER DANS LES ANNÉES 1970 AU MOYEN DE REMBLAIS EN ENROCHEMENT ET MATÉRIAUX « TOUT VENANT » DE 10 À 20 M D'ÉPAISSEUR. LE PROJET IMPOSAIT DES OBJECTIFS DE TASSEMENT DIFFÉRENTIEL DES OUVRAGES EN SERVICE, EN ADÉQUATION AVEC LE SYSTÈME DE LEVAGE, DE TRANSPORT ET DE STOCKAGE DES BATEAUX. POUR TRAITER LES REMBLAIS HÉTÉROGÈNES POUVANT ÊTRE À L'ORIGINE DE TASSEMENTS PARASITES, UNE SOLUTION D'AMÉLIORATION PAR COMPACTAGE DYNAMIQUE A ÉTÉ RÉALISÉE.



© MONACO MARINE

UNE PLATE-FORME PORTUAIRE POUR ACCUEILLIR TOUS TYPES DE YACHTS

Pour renforcer son offre commerciale sur le marché du yachting et devenir un pôle d'excellence de haute plaisance, la SEMIDEP¹ - CIOTAT, gestionnaire du site dans le cadre d'une délégation de service public, a souhaité mettre en place, sur les anciens chantiers navals de La Ciotat (Bouches-du-Rhône), une plate-forme de maintenance capable d'accueillir des yachts jusqu'à 80 m de longueur.

Cette plate-forme de haute plaisance, dont le coût total s'élève à 43 millions d'euros, réalisée en partenariat avec Monaco Marine et l'ensemble des collectivités locales, a été mise en service en avril 2007. Elle permet le levage et la mise à sec de bateaux de 2000 tonnes et de 80 mètres de longueur pour une durée de manœuvres de mise hors d'eau inférieure à 5 heures.

L'équipement intègre un ascenseur à bateaux, un chariot de transfert, un plateau technique susceptible d'accueillir 17 bateaux à sec, une cabine de peinture de 90 m de long et 30 m de haut,

« LE COMPACTAGE DYNAMIQUE CONCERNE LES ZONES 3A,3B ET 3C »

des bureaux et des ateliers. Les rails reposent sur des longrines en béton, parallèles ou perpendiculaires au quai. Préalablement à ces aménagements, le Conseil Général des Bouches-du-Rhône, en tant que maître d'ouvrage, a engagé des travaux de consolidation des sols. La plate-forme dont le niveau fini se situe à +1,96 m NGF, se divise en deux zones schématisées en figure 2 :

→ une zone centrale commune en sortie d'ascenseur, utilisée pour le transfert de tous les bateaux sur la plate-forme (voir zone 1B de la figure 2),
→ deux zones de stockage (3 yachts) dites « rail public » (zone 1A et 1C),

→ une zone de maintenance dédiée à Monaco Marine. Cette surface, appelée « terre-plein compacté » (TPC - zones 3A, 3B et 3C), a fait l'objet de travaux spécifiques de compactage dynamique. L'objectif de ce partenariat public-privé entre la SEMIDEP et Monaco Marine est de fournir un service en adéquation avec les attentes de leur clientèle, tout en répondant aux critères les plus stricts en matière de respect de l'environnement.

Le chariot est formé de 10 paires de boggies, avec système de vérinage pour retourner les boggies face aux places de stockage (voir photo 3).

OBJECTIF DES TRAVAUX : L'AMÉLIORATION MÉCANIQUE DES REMBLAIS

Dans le cadre du projet, le groupement Antea et Iosis (Antea mandataire), s'est vu confier plus particulièrement la mission de maîtrise d'œuvre de la conception et réalisation de l'aménagement de la plate-forme portuaire de maintenance et de réparation, destinée à accueillir ces méga-yachts.

La réalisation de ces aménagements comprenait notamment :

→ le confortement de près de 4 hectares de terrains au droit de la plate-forme (mission Antea), gagnée sur la mer dans les années 1970 et constituée essentiellement de remblais en enrochements et matériaux « tout venant » de 10 à 20 m d'épaisseur environ. Ces remblais reposaient sur une couche de sable de quelques mètres surmontant elle-même un substratum gréseux ;

→ la réalisation des fondations par micropieux de la zone « Rail Public » (mission Antea) ;

→ la reconstruction de la poutre bord à quai sur près de 80 mètres linéaires (mission Iosis), adossée au futur ascenseur à bateaux.

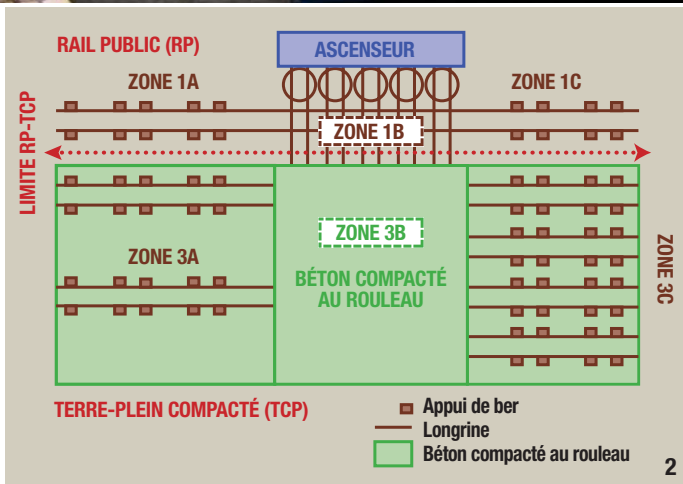
Du fait de la nécessité de mouvoir les chariots par des dispositifs hydrauliques, le cahier des charges imposait un tassement différentiel admissible inférieur à 2 millimètres par mètre et, au droit de tout joint éventuel de rail, y compris en bord de la poutre bord à quai côté darse, un tassement différentiel inférieur à 1 mm tant verticalement qu'horizontalement.

Ces objectifs ont nécessité la recherche de solutions techniques spécifiques de



1- Ascenseur à bateau de la plate-forme de maintenance de La Ciotat.

1- Boat lift on La Ciotat maintenance platform.



2- Localisation schématique des zones de calcul.

3- Le chariot est formé de 10 paires de boggies, avec système de vérinage pour retourner les boggies face aux places de stockage.

2- Schematic location of computation areas.

3- The carriage is formed of 10 pairs of bogies, with a jacking system to overturn the bogies facing the storage spaces.

LES DIFFÉRENTS TYPES DE CHARGEMENT

En phase d'étude des déformations verticales de la plate-forme en service, trois types de yachts ont été définis dans les hypothèses de chargement : bateau de 60 m (1000 ou 1200 t) et bateau de 80 m (2000 t). Les cas de chargement les plus pénalisants en termes de tassement absolu et différentiel ont été déterminés en fonction de plusieurs paramètres :

→ le poids total et la longueur du navire,

→ le nombre et la mitoyenneté des bateaux présents simultanément sur la plate-forme,

→ la configuration du bateau par rapport au quai (axe parallèle ou perpendiculaire au quai, etc.),

→ les valeurs de vent extrême ou vent de « service »,

→ le nombre de bers² (2 x 8 à 2 x 10 appuis par bateau), l'écartement transversal entre galets (6.5 m) et entre appuis de ber (8,7 m), l'écartement longitudinal entre boggie (4,5 et 9 m) et l'entraxe des galets (1,0 à 1,2 m).

La combinaison de ces paramètres a ▷

confortement des sols pour respecter les critères demandés. Les solutions retenues portaient notamment sur l'amélioration de sol par compactage dynamique, avec mise en œuvre d'une couche de forme traitée aux liants hydrauliques puis d'une dalle en béton compacté au rouleau (hors du présent marché), ou la réalisation de micropieux directement sous les poutres.

Le volet confortement de sol par compactage dynamique est l'objet du présent article.



conduit à la définition de zones caractéristiques (voir figure 2).

Les travaux de compactage dynamique concernent principalement les zones 3A, 3B et 3C.

Ces trois zones, représentant le « terre-plein compacté », sont constituées d'une grave traitée au béton compacté au rouleau (BCR).

Les descentes de charges retenues sur le rail correspondent aux valeurs appliquées sous les galets du chariot (roulage) ou sous les appuis du ber (stockage et rotation). Un vent à 45° par rapport à l'axe du bateau apparaissait le plus pénalisant. Les calculs ont été réalisés dans cette configuration (voir tableau A).

Du fait de la faible vitesse de roulage (5 à 30 m/minute) du chariot de transfert, nous avons considéré que l'effet dynamique n'était pas significatif sur les tassements.

La descente de charge $F_{Z_{SV}}$ correspond au rail ou à l'appui de ber sous le vent (SV), c'est à dire celui sur lequel le bateau bascule et qui est donc le plus chargé. La descente de charge $F_{Z_{AV}}$ correspond au rail ou à l'appui de ber au vent (AV), qui est déchargé par le basculement du bateau.

Quant à la sismicité, le canton de La Ciotat était en zone 0 dans le zonage sismique de la France lors du projet. Le site étant dans la catégorie des installations à risque normal, il n'y a pas eu lieu de prendre en compte les règles de construction parasismique (Règles PS92 - norme NF P 06-013).

LA CONNAISSANCE APPROFONDIE DU CONTEXTE GÉOTECHNIQUE : UNE CONDITION DÉTERMINANTE POUR LA RÉUSSITE

Les données géologiques et géotechniques initiales

Selon la carte géologique de La Ciotat (BRGM), trois formations sont présentes au droit du site de la plate-forme de maintenance, depuis la surface de la plate-forme d'origine :

L'absence de dossiers relatifs aux ouvrages exécutés dans les années 1970 a nécessité une recherche documentaire, laquelle a permis de définir une hypothèse d'un remblaiement avec des matériaux tout-venant de nature calcaire à calcaro-gréseuse. Pour expliquer les très faibles valeurs parfois obtenues lors des reconnaissances géotechniques, l'hypothèse d'anciens rejets de dragage a également été retenue.

→ Des sables fins coquilliers gris-

TABLEAU A

N° Appui de ber	ELS (vent de service)				ELU (vent extrême)			
	$F_{Z_{SV}}$ (en T)	$F_{Z_{AV}}$ (en T)	F_x (en T)	F_y (en T)	$F_{Z_{SV}}$ (en T)	$F_{Z_{AV}}$ (en T)	F_x (en T)	F_y (en T)
P1 et P2	110.2	110.2	1.6	1.9	110.2	110.2	12.3	14.6
P3, P4 et P5	142.8	135.0	1.6	1.9	168.3	109.5	12.3	14.6
P6	116.3	108.5	1.6	1.9	141.8	88.2	12.3	14.6
P7 et P8	92.1	88.2	1.6	1.9	117.6	88.2	12.3	14.6
P9 et P10	88.2	88.2	1.6	1.9	88.2	88.2	12.3	14.6

TABLEAU B

Matériau	Épaisseur (m)	Cote (m NGF)	γ_h (kN/m ³)	E (MPa)	ν	C' (kPa)	ϕ' (°)	Rt (kPa)
Grave traitée	0.61	+ 0.1 à + 0.3	20	3000	0.3	100	40	100
Grave non traitée	0.2	+ 0.3 à + 0.1	20	60	0.3	5	40	1
« Couche de forme » partie inférieure	1.1	+ 0.1 à - 1.0	20	40	0.3	5	40	1
Remblais après compactage dynamique partie supérieure	4.0	-1.0 à - 5.0	20	35	0.3	0	37	0
Remblais après compactage dynamique partie inférieure	2.0	- 5.0 à - 7.0	20	20	0.3	0	36	0
Remblais en place	variable	de - 7.0 à -12 / -16	18	8	0.3	0	33	0
Sables fins	4.0	de -12 / -22 à -16 / -26	19	17	0.3	0	33	0
Rocher (substratum)	> 10	de -16 / -26 à - 30	20	300	0.3	100	40	50

noirs constituant le fond marin, voire des vases sableuses. Sur la base des données cartographiques existantes, la pente du fond marin a été estimée à 2.5% vers l'Est / Sud-Est.

→ Le substratum rocheux associant brèches et grès marneux pouvant présenter des altérations sur les premiers mètres.

D'après les données hydrographiques, le niveau moyen de la nappe d'eau saumâtre a été retenu au niveau marin moyen pour le Port de La Ciotat, soit + 0,12 m NGF (minimum : - 0,28 m / maximum : + 0,7 m).

Plusieurs campagnes de sol à base de sondages carottés et sondages pressiométriques ont été réalisées pour ce projet. Ces investigations ont mis en évidence :

→ une augmentation de l'épaisseur des remblais vers le large : la hauteur de remblai varie entre 10 m (côté ascenseur) et 20 m (côté large) ;

→ une forte hétérogénéité des remblais, constitués principalement de blocs rocheux, sans remplissage de fines, de matériaux fins mous et ponctuellement de gros blocs de béton.

Sur la base des rapports d'études géotechniques établis par ERG en 2001 et 2002 puis Arcadis en 2003, Antea a redéfini en 2004 une campagne d'investigations complémentaires au stade des études avant-projet.

Compte tenu des enjeux en termes de tassement, une connaissance approfondie des caractéristiques mécaniques paraissait nécessaire. Cette campagne avait donc pour objectif de confirmer ou d'infirmer les faibles valeurs des modules élastiques des matériaux présents sous la plate-forme (remblai et alluvions sableuses marines).

Deux catégories d'investigations ont été proposées par Antea : l'une, non destructive, par mesures géophysiques et l'autre par mesures géotechniques à base de forages et essais in situ.

Ainsi, une campagne de reconnaissance géophysique en utilisant la méthode SASW (Spectral Analysis of Surface Waves) a été réalisée par S.E.G.G. et une campagne de reconnaissance géotechnique par quatre sondages avec essais pressiométriques cycliques a été confiée à Fondasol.

La nécessité d'une campagne d'investigations complémentaires

La méthode SASW, relativement récente, permet l'acquisition des vitesses de propagation d'ondes sismiques dans les sols. Le contexte géotechnique étant celui de remblais hétérogènes, les profils et les points sources ont été multipliés.

L'information principale a été la confirmation d'une très nette variabilité latérale et en profondeur des caracté-

Tableau A- Descentes de charges verticales pour un bateau de 80 m au stockage - 2000 tonnes.

Tableau B- Caractéristiques mécaniques optimisées retenues en fine dans le modèle FLAC^{3D} (terre-plein compacté).

Table A- Vertical loads carried to the ground for an 80-metre boat in storage - 2000 tonnes.

Table B- Optimised mechanical properties ultimately adopted in the FLAC^{3D} model (compacted earth platform).

Les modèles mis en œuvre pour les terrains ont un comportement élasto-plastique selon la loi d'écoulement de Mohr-Coulomb, qui a nécessité de définir les paramètres suivants :

γ poids volumique en place,
E module d'élasticité,
 ν coefficient de Poisson,
C' cohésion effective,
 ϕ' angle de frottement effectif,
Rt résistance à la traction.

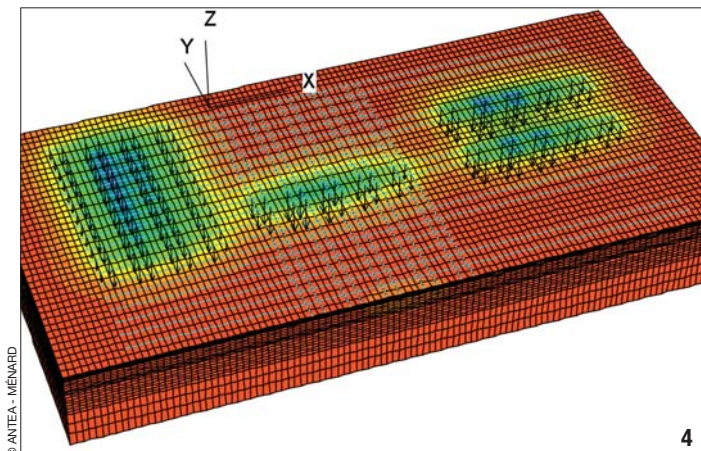
ristiques lithologiques³ et mécaniques des remblais. Cette méthode avait pour objectif, en corrélant les valeurs V_s des ondes de cisaillement aux modules pressiométriques, de statuer sur l'amélioration des sols en place à l'issue des travaux de compactage dynamique.

Les essais cycliques au pressiomètre Ménard permettent notamment de mesurer le module de déformation sur un cycle de déchargement et rechargement lors d'une expansion pressiométrique de la paroi de forage. Cette expansion est caractéristique du comportement des sols en petites déformations. Sous réserve d'une exécution soignée du forage et des essais, l'objectif est d'obtenir directement un module de déformation pour les calculs en « élasticité linéaire ».

Ces essais ont été réalisés sur les zones 3A, 3B, 3C ainsi que sur la digue d'origine (voir figure 2). Ils n'ont pas été aussi concluants que prévu, probablement du fait d'une pression appliquée sur les parois de forage trop forte lors du premier cycle, dépassant la pression limite. Néanmoins, les modules d'élasticité obtenus dans la zone TPC étaient supérieurs à ceux retenus au stade avant-projet : environ 20 % pour les remblais et près de 50 % dans les sables.

Le modèle géotechnique retenu

Des adaptations du modèle ont été



nécessaires pour prendre en compte une couche de forme optimisée telle que définie par les entreprises Ménard et DTP Terrassement (voir tableau B). Pour respecter le cahier des charges en termes de tassement, les hypothèses mécaniques initiales ont été optimisées et/ou adaptées en concertation avec le Maître d'œuvre et les Entreprises DTP et Ménard.

Cela concerne par exemple 0,85 m de plate-forme superficielle, initialement prévue en grave naturelle avec un module élastique de 500 MPa et convertie, sur suggestion technique de DTP Terrassement, en une couche de grave traitée de 0,60 m d'épaisseur offrant un module plus élevé, défini à 3000 MPa. A l'issue des planches d'essais de compactage dynamique et sondages pressiométriques de contrôle associés, le module de la partie supérieure du remblai a été optimisé à 35 MPa au lieu des 30 MPa initialement prévu.

La stabilité en grand de la plate-forme

Pour toute la zone du rail public où les longrines sont supportées par de nombreux micropieux, il n'a pas été considéré d'incidence sur la stabilité en grand de la plate-forme.

Pour le terre-plein compacté (TPC), la diffusion conventionnelle des charges selon un angle à 45° a montré que les digues (au large et de fermeture) n'étaient que très peu affectées, du fait de l'éloignement des charges sur rails ou sur appuis de ces digues.

LA MODÉLISATION NUMÉRIQUE

Les calculs numériques ont été utilisés pour évaluer les déplacements verticaux de la plate-forme en exploitation, avec un ou plusieurs bateaux au stockage mais aussi pour déterminer les contraintes de traction dans la couche de grave traitée en surface ainsi que la contrainte de travail sous les longrine.

4- Tassement obtenu au niveau d'un groupe de 5 bateaux de 60 m, 2 bateaux de 80 m et 1 bateau de 80 m au roulage - Valeur maximum de tassement de 25 mm.

5- Atelier de compactage Ménard sur la plate-forme de maintenance des méga-yachts - 350 t.m (août 2005).

6- Matériaux utilisés dans les empreintes de compactage. Plate-forme de maintenance des méga-yachts (août 2005).

4- Settlement obtained for a group of five 60-metre boats, two 80-metre boats and one 80-metre boat during running - Maximum settlement value of 25 mm.

5- Ménard compaction equipment on the maintenance platform for mega-yachts of 350 DWT (August 2005).

6- Materials used in the compaction recesses. Maintenance platform for mega-yachts (August 2005).

Les modélisations numériques ont été réalisées avec le logiciel FLAC^{3D}, version 3.0, développé par Itasca. Il s'agit d'un code de calcul basé sur la méthode des différences finies explicites par discrétisation spatiale 3D.

Les calculs préliminaires réalisés sur un modèle simplifié pour déterminer l'influence du mode de prise en compte de la descente de charge n'ont pas montré une différence significative de résultat de tassement entre le chargement sur deux galets ou un effort équivalent appliqué au centre de deux galets.

En conséquence, les calculs ont été réalisés en retenant un point unique d'application des efforts de roulage, ce qui a permis la simplification du maillage et donc la réduction du temps de calcul. Au total, 13 modèles numériques 3D distincts ont été réalisés (voir exemple en figure 4).



© ANTEA

L'AMÉLIORATION DES SOLS PAR COMPACTAGE DYNAMIQUE

La maîtrise d'œuvre a retenu la solution de compactage dynamique pour l'amélioration des remblais de la plate-forme. Ce procédé Ménard permettait de répondre, sur une surface importante, à un contexte géotechnique caractérisé par un remblai de qualité aléatoire sur plus de 10 m d'épaisseur.

Avant validation définitive du procédé, la maîtrise d'œuvre avait toutefois souligné la mise en évidence locale de sables sous-jacents aux remblais et présentant une susceptibilité à la liquéfaction au sens des Règles PS 92.

En effet, malgré le chargement du remblai par l'activité antérieure sur la plate-forme, ces sables restaient peu denses avec 0,5 MPa en moyenne de pression limite nette.

Il s'imposait de s'interroger alors sur leur comportement sous chargement dynamique lors des travaux de compactage dynamique. Lors du pilonnage, les énergies mises en jeu sont certes importantes mais relativement limitées en comparaison à celles générées par un séisme. En raison de la présence dominante de matériaux graveleux dans les remblais, Antea a considéré que les surpressions interstitielles dans

les sables, à l'origine de leur éventuelle liquéfaction, ne devraient pas pouvoir se développer suffisamment.

Le but du compactage dynamique était d'atteindre, dans les zones 3A, 3B et 3C (voir figure 2) un minimum de 30 MPa de module élastique dans les remblais situés entre -1,0 et -5,0 m NGF. Les planches d'essai de compactage ont permis de retenir un module de 35 MPa retenu dans les notes d'exécution.

Afin de garantir l'amélioration du comportement des matériaux présents sous la plate-forme et d'éviter toute incidence défavorable lors du chargement ou déchargement des rails, il est envisagé de réaliser le compactage dynamique jusqu'à une distance d'au moins 5 m, à compter de tout point de l'axe d'un rail.

Au droit de la zone de transfert, à l'approche du rail public, le compactage dynamique a concerné une large prise égale à 80 m, donc avec un léger débord au-delà des voies d'extrémité. La plate-forme avait préalablement été décapée sur une épaisseur de 1,3 m par DTP Terrassement. Les travaux de pilonnage ont consisté à incorporer dans les empreintes, des matériaux en 0/300 recyclés du terrassement en déblai (voir figures 5 et 6). Par empreinte et selon le phasage, les volumes incorporés représentaient environ 10 à 25 m³.

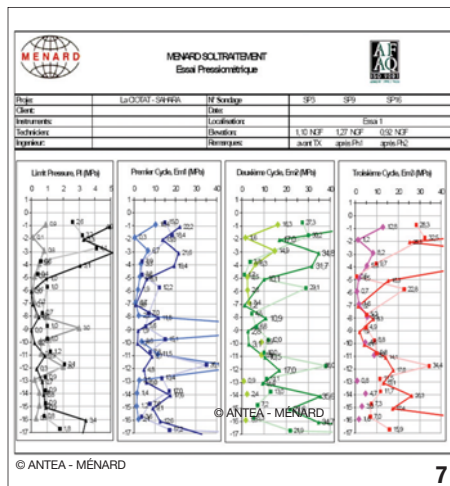
Trois planches d'essai de compactage dynamique

En raison des incertitudes liées à l'hétérogénéité des remblais de la plate-forme d'origine, trois planches d'essai pour le compactage dynamique ont été requises par Antea. Le mode opératoire consistait à réaliser avant et après compactage, des essais cycliques au pressiomètre, des mesures SASW ainsi que des essais à la plaque.

Sur des surfaces de 50 x 20 m avec une maille d'empreinte d'environ 7 x

7- Essais cycliques au pressiomètre sur l'une des planches d'essai. Courbes en clair : avant travaux - Courbes en foncé : après compactage.

7- Cyclic pressure meter tests on one of the test sections. Light-coloured curves: before works - Dark-coloured curves: after compactation.



7 m, l'énergie de compactage était fournie par une masse de 16,7 t dont la hauteur de chute était de 20/22 m, soit environ 350 t.m par coup, rapporté à la surface considérée.

Le traitement a consisté en la réalisation de deux phases de compactage. La première selon une maille de 7 x 7 m et la seconde en inter-maille. Le nombre de coups en phase primaire et secondaire ainsi que l'évaluation du volume incorporé dans les empreintes ont permis de caler le programme de traitement sur l'ensemble de la plate-forme.

RÉFLEXION SUR LES RÉSULTATS OBTENUS PAR COMPACTAGE DYNAMIQUE ET SUR LES ESSAIS DE CONTRÔLE

Cette opération d'amélioration de sol conduit aux principaux enseignements : → De très bons résultats d'amélioration des caractéristiques mécaniques des remblais ont été obtenus sur les 7 premiers mètres de terrain. Au-delà, l'amélioration n'a pas été significative (voir figure 7).

Pour des surfaces importantes de

terrain pour lesquelles une recherche d'amélioration et d'homogénéisation des caractéristiques mécaniques est recherchée, la technique du compactage dynamique offre des réponses avantageuses sous réserve d'une étude de sol adaptée.

→ Le rôle important des planches d'essai de compactage a été confirmé quand il s'agit d'un sol aux propriétés mécaniques aléatoires ; sur ce projet, c'est en quelque sorte une approche par méthode observationnelle qui a été pratiquée : à l'issue des planches d'essai de compactage dynamique, les paramètres géotechniques retenus initialement dans les modèles de sols, ont été adaptés à la réalité des résultats obtenus, tout en restant dans la gamme des valeurs pressenties.

→ En raison des enjeux sur les tassements différentiels, il a paru opportun d'essayer de compléter les investigations géotechniques initiales avec des méthodes géophysiques (SASW) et des essais cycliques au pressiomètre. Les essais SASW n'ont pas donné les résultats escomptés pour caractériser les sols en place ni pour statuer sur

l'efficacité du compactage en fin de travaux. La forte hétérogénéité des remblais en est certainement la cause. Au stade des reconnaissances complémentaires avant travaux, les essais cycliques au pressiomètre ont contribué à optimiser les valeurs des modules pressiométriques EM à retenir dans le modèle géotechnique initial. Cependant, l'obtention directe d'un module d'élasticité par ce biais n'a pas été satisfaisante, probablement parce que l'approche n'est pas adaptée à des matériaux offrant une granulométrie aussi étendue. Ainsi, les modules élastiques ont été déduits par corrélation avec les essais pressiométriques et les essais à la plaque. □

- 1- SEMIDEP-CIOTAT, Société Mixte de Développement Économique et Portuaire.
- 2- Dispositif permettant de maintenir droit un bateau quand il est à sec.
- 3- La lithologie est l'étude de la nature des roches.

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS DE LA RECONSTRUCTION DES SOLS

MAÎTRE D'OUVRAGE DE LA RECONSTRUCTION DES SOLS
Conseil Général des Bouches-du-Rhône

MANDATAIRE DU MAÎTRE D'OUVRAGE
SEMIDEP

PARTENAIRES FINANCIERS
FEDER, Etat, Région, Département, Communauté urbaine

MAÎTRE D'ŒUVRE RECONSTRUCTION DES SOLS
Antea (mandataire), Iosis

ENTREPRISES
ETPO, DTP Terrassements, Spie Fondations, Ménard

ABSTRACT

DYNAMIC COMPACTION OF THE MAINTENANCE PLATFORM FOR LUXURY LEISURE YACHTS AT LA CIOTAT (BOUCHES-DU-RHÔNE REGION)

ERIC ANTOINET, ANTEA - STÉPHANE BRÛLÉ, MENARD

Development of the new maintenance platform for luxury leisure yachts at La Ciotat involved reclaiming 4 ha of land won back from the sea in the 1970s using backfills of riprap and crusher-run materials 10 to 20 m thick. The project laid down differential settlement objectives for the structures in service, appropriate for the boat hoisting, transport and storage system. To treat heterogeneous backfills that could cause unwanted settlement, an amendment solution through dynamic compaction was implemented. □

COMPACTACIÓN DINÁMICA DE LA PLATAFORMA DE MANTENIMIENTO DE LOS YATES DE RECREO EN LA CIOTAT (BOUCHES-DU-RHÔNE)

ERIC ANTOINET, ANTEA - STÉPHANE BRÛLÉ, MENARD

La ordenación de la nueva plataforma de mantenimiento de los yates de recreo en La Ciotat pasaba por la revalorización de 4 hectáreas de terrenos conquistados sobre el mar en los años 1970 por medio de terraplenes de enrocamiento y materiales no clasificados de 10 a 20 m de espesor. El proyecto integraba objetivos de asentamiento diferencial de las obras en servicio, en adecuación con el sistema de elevación, de transporte y de almacenamiento de los buques. Para tratar los terraplenes heterogéneos que pueden originar asentamientos parásitos, se ha ejecutado una solución de mejora por compactación dinámica. □

REHABILITATION PAR INJECTION DE L'ÉMISSAIRE D'ASSAINISSEMENT SAR EN REGION PARISIENNE

AUTEURS : BENJAMIN GORGET, INGÉNIEUR CHANTIER, SOLÉTANCHE BACHY - ALAIN DEMARET, CONTRÔLEUR, SIAAP

SOLÉTANCHE BACHY RÉALISE DES TRAVAUX D'INJECTION DE COLLAGE POUR RÉHABILITER LA PARTIE AVAL DE L'ÉMISSAIRE D'ASSAINISSEMENT SÈVRES-ACHÈRES-BRANCHE DE RUEIL (SAR), POUR LE COMPTE DU SYNDICAT INTERDÉPARTEMENTAL POUR L'ASSAINISSEMENT DE L'AGGLOMÉRATION PARISIENNE (SIAAP). LE CHANTIER A DÉMARRÉ EN OCTOBRE 2008. CES TRAVAUX D'INJECTION DE COLLAGE CONCERNENT PLUS D'UN KILOMÈTRE DE RÉSEAU. SITUÉS DANS UN QUARTIER RÉSIDENTIEL DE RUEIL-MALMAISON (92), ILS REQUIÈRENT DISCRÉTION ET PRÉCISION.



© SOLÉTANCHE BACHY

Vue intérieure de la zone 3 du SAR.

Interior view of zone 3 of the SAR.

Rue Gallieni à Rueil-Malmaison (92), 11h10. Tout est calme. Pourtant des installations de chantier sont visibles sur la chaussée. Tout se passe à 70 m sous terre dans l'émissaire du SAR. Solétanche Bachy est en train de réaliser plus

de 8 000 points d'injection de collage pour réhabiliter l'ouvrage.

DÉSORDRES SUR L'ÉMISSAIRE

En 2006, le SIAAP réalise un curage, une inspection visuelle et des auscultations (essai de vérinage interne, aus-

cultation radar et sondages carottés) de la partie aval de l'émissaire SAR. Cette section de 5,7 kilomètres traverse les villes de Chatou, Rueil-Malmaison et Suresnes. Construit entre 1937 et 1954, le SAR assure la liaison du Sud-ouest de Paris jusqu'à l'usine du SIAAP ▷

Seine Aval à Achères. C'est un collecteur circulaire de 3,75 m de diamètre qui s'étend sur un linéaire de 21 km à l'Ouest de Paris (voir figure 1).

L'opération permet de détecter des désordres importants dans plusieurs zones. Un appel d'offres est donc lancé pour réaliser les travaux de réhabilitation les plus urgents. Objectif : la remise en état de 1 900 mètres environ, répartis entre les regards n°37 et n°54 du collecteur. Trois types d'interventions sont nécessaires :

→ La réhabilitation de la structure : réfection des enduits disparus ou endommagés, injection de coulis de ciment sous pression pour régénérer la maçonnerie.

→ L'entretien : vidange et réparations ponctuelles au niveau du siphon de passage sous la Seine engorgé par de nombreux déchets (sable; corps lourds...).

→ La mise en sécurité des équipements de regards (changement des échelles d'accès...).

Solétanche Bachy remporte le marché des travaux d'injection de collage à réaliser entre octobre 2008 et avril 2009.

COLLAGE DU COLLECTEUR

Les injections dites de « collage » sont destinées à combler les vides existants à l'extrados du revêtement, c'est-à-dire l'interface des maçonneries et du terrain encaissant (alluvions

ou craie sénonienne selon les zones). Elles doivent permettre également la régénération de l'émissaire, en traitant localement les maçonneries et le terrain en contact direct de la structure lorsque les porosités sont importantes (voir figure 3).

1- Réseaux SIAAP à l'Ouest de Paris. Les eaux usées et pluviales recueillies dans les égouts sont acheminées jusqu'aux usines de traitement par des collecteurs, puis par un réseau d'émissaires.

2- Carottage de contrôle. Les zones grises sont les zones qui étaient initialement poreuses, après leur comblement par injection.

3- Les injections de collage se font par auréoles de 8 forages répartis sur 360°, espacées de 1,25 m.

1- SIAAP networks west of Paris. The sewage and rainwater collected in the sewers are conveyed to the treatment plants via main drains, and then by a network of outfall sewers.

2- Control core sampling. The grey areas are areas that were initially porous, after their filling by grouting.

3- Contact grouting is performed in rings of 8 boreholes spread over 360°, spaced 1.25 m apart.



© SOLETANCHE BACHY
4

La définition du traitement de régénération par injection de coulis se base sur des auréoles de 8 forages répartis sur 360°, espacées de 1,25 m, ce qui constitue un maillage de 0,54 forage par mètre carré. Les forages traversent la maçonnerie, c'est-à-dire 60 à 70 cm de profondeur et sont injectés à « trous ouverts » sous faible pression. Les injections sont réalisées en 2 passes si nécessaire, à 48 heures d'intervalle (voir figure 3).

Le logiciel Spice (système de production en injection et de contrôle embarqué), développé par Solétanche Bachy, pilote le système d'acquisition et de régulation des paramètres d'injection.

MAÎTRISER LES NUISANCES DE CHANTIER

Pour le SAR aval, il s'agit de forer et d'injecter plus de 8 000 points sur un

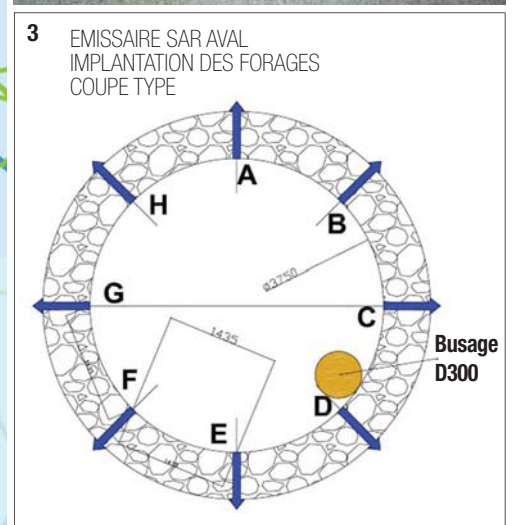
délai de 5 mois. Les points de forage sont répartis en 4 zones distinctes, sur un linéaire total de 1 324 mètres.

Deux difficultés sont à surmonter, la première étant la mise à sec des zones de travaux sans rejet d'eau en Seine. Cette mise à sec est nécessaire pour effectuer des travaux en sécurité depuis l'intérieur de l'émissaire. Une solution est trouvée pour dévier les eaux usées qui y transitent quotidiennement. Au final, sur les 400 000 m³ d'eaux usées qui circulent chaque jour dans le SAR aval :

→ 320 000 m³ sont redirigés vers l'usine Seine aval via un autre collecteur.

→ 60 000 m³ ne sont pas concernés par les travaux car ils rejoignent le SAR après la zone du chantier.

→ 20 000 m³ ne peuvent être déviés vers un autre émissaire. Afin d'éviter de





4- Les zones résidentielles sont peu adaptées à la circulation des camions et à la livraison du matériel.

5- L'émissaire est un espace confiné. Outre les EPI habituels, le port de détecteurs de gaz est obligatoire en raison de la présence potentielle de gaz toxique ou le risque d'appauvrissement en oxygène.

6- La perforation se fait par marteaux perforateurs pneumatiques. Ceci impose l'utilisation de casques protecteurs pour lutter contre le bruit amplifié à l'intérieur de l'émissaire.

4- Residential areas are not very suitable for truck traffic and the delivery of equipment.

5- The outfall sewer is a confined space. In addition to the customary PPE, gas detectors must be worn due to the potential presence of toxic gas and the risk of oxygen depletion.

6- Drilling is performed by air-powered hammer drills. This requires the wearing of protective helmets against the amplified noise inside the outfall sewer.

rejeter ces eaux sans traitement dans la Seine, une conduite est installée à l'intérieur du SAR pour récupérer les apports d'eaux usées qui s'y rejettent, isoler les zones de travaux et transporter les eaux usées en aval, jusqu'à l'usine d'Achères.

La seconde difficulté correspond aux emprises de chantier et les accès à l'ouvrage. Trois emprises de chantier sont nécessaires pour placer les centrales et les pompes au plus près possible des points d'injection.

L'installation d'une centrale de fabrication de coulis et d'injection en plein cœur des quartiers résidentiels de la ville de Rueil-Malmaison ne doit pas impacter les zones d'habitation à proximité du chantier. Des mesures spécifiques sont nécessaires pour veiller

au respect de l'environnement et des riverains. Les emprises de chantier sont donc protégées et signalées avec soin. Les horaires de livraison sont restreints. Le matériel de chantier est systématiquement insonorisé, et les rejets d'eau maîtrisés.

UN ESPACE CONTRAIGNANT

L'une des quatre zones, située sous le Mont-Valérien, a pour seul accès en surface un escalier en colimaçon d'environ 60 m de haut. Tout déplacement entre la surface et la zone de travail, ainsi que l'approvisionnement de la zone de travaux, requièrent une réelle organisation.

La distance à parcourir entre les pompes d'injection situées en surface et certains points d'injection dans l'émissaire

est parfois supérieure à 1 kilomètre.

Le remplissage de la conduite à lui seul représente en fait plus de 400 litres de coulis. Cette contrainte nécessite l'emploi d'un additif afin de fluidifier le coulis en diminuant sa viscosité et éviter de boucher les conduites d'injection. □

LE SIAAP, ACTEUR MAJEUR DANS LE SECTEUR DE L'ASSAINISSEMENT

En Ile-de-France, le réseau d'ouvrages d'assainissement est géré par le Syndicat interdépartemental pour l'assainissement de l'agglomération parisienne (SIAAP).

Cet organisme assure la gestion de 420 km d'émissaires pour le transport des eaux usées franciliennes jusqu'à ses stations d'épuration. Ces émissaires, dont le diamètre peut varier de 2,5 à 6 m, doivent être régulièrement visités, inspectés et entretenus.

CHIFFRES-CLÉS

EMISSAIRE TRAITÉ : 1 324 ml

POINTS DE FORAGE :

plus de 8 000

COULIS INJECTÉ : 2 000 m³

CIMENT : 1 500 t

MONTANT DU MARCHÉ :

10 500 000 €

INJECTIONS DE COLLAGE :

2 000 000 €

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

MAÎTRE D'OUVRAGE : SIAAP

MAÎTRE D'ŒUVRE : SIAAP

ENTREPRISES : Sobeas, Sade, Solétanche Bachy

ABSTRACT

CEMENT GROUTING RENOVATION OF THE SAR OUTFALL SEWER IN THE PARIS REGION

BENJAMIN GORGET, SOLÉTANCHE BACHY - ALAIN DEMARET, SIAAP

Solétanche Bachy is carrying out contact grouting work to renovate the downstream part of the Sèvres-Achères-branch de Rueil (SAR) outfall sewer, on behalf of the Paris region drainage board (SIAAP).

The project began in October 2008. This contact grouting work covers more than one kilometre of network. The project, situated in a residential district of Rueil-Malmaison (92), requires discretion and precision. □

REHABILITACIÓN MEDIANTE INYECCIÓN DEL EMISARIO DE SANEAMIENTO SAR EN REGIÓN PARISINA

BENJAMIN GORGET, SOLÉTANCHE BACHY - ALAIN DEMARET, SIAAP

Solétanche Bachy está ejecutando diversos trabajos de inyección de encolado para rehabilitar la parte ubicada aguas abajo del emisario de saneamiento Sèvres-Achères-ramal de Rueil (SAR), por cuenta del Sindicato interdepartamental para el saneamiento de la aglomeración parisina (SIAAP). La obra dio comienzo en octubre de 2008. Estos trabajos de inyección de encolado se refieren a más de un kilómetro de red y se desarrollan en una urbanización de Rueil-Malmaison (92), y por consiguiente, precisan discreción y precisión. □

SAIGON M&C TOWER A HO-CHI-MINH (VN) : DES RACINES A 100 M DE PROFONDEUR

AUTEURS : FRANÇOIS PIGNEROL, PÔLE FONDATIONS DE BOUYGUES CONSTRUCTION

BOUYGUES BÂTIMENT INTERNATIONAL RÉALISE À HO CHI MINH (VIET NAM) UNE TOUR DE 40 ÉTAGES ET 5 NIVEAUX DE SOUS SOL DANS LE CONTEXTE GÉOTECHNIQUE PARTICULIER DES ALLUVIONS, AUX CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES ASSEZ MODESTES JUSQU'À GRANDE PROFONDEUR, DU DELTA DU MÉKONG. POUR LIMITER LES TASSEMENTS D'ENSEMBLE LES FONDATIONS ONT ÉTÉ DESCENDUES À PLUS DE 100 MÈTRES DE PROFONDEUR. L'ARTICLE RELATE LES CONCEPTS RETENUS POUR LEUR DIMENSIONNEMENT ET LES ÉTAPES DE LA RÉALISATION DE CE REMARQUABLE PROJET EN CONCEPTION - CONSTRUCTION.



© BOUYGUES

Depuis plusieurs années, Bouygues Bâtiment International, filiale de Bouygues Construction, réalise de par le monde des IGH remarquables, en particulier en Asie, où vient d'être livrée à Singapour The Sail @ Marina Bay, tour emblématique de 245 m de hauteur à l'esthétique notable, en bordure de la nouvelle Marina. A Ho-Chi-Minh Ville, capitale économique du Viet Nam, un nouveau challenge est relevé par Bouygues, celui de la construction de la Tour Saigon M&C, qui ne culminera « qu'à » 194 m, mais dont les fondations sont tout à fait hors du commun, tant dans leur conception que dans leur dimensionnement : la tour sera « enracinée » à plus de 100 m de profondeur. L'article relate les raisons de ce choix et les points-clés de ce projet de fondations exceptionnel.

UNE TOUR MULTI-FONCTIONS

Dans une ville en plein développement, le projet Saigon M&C, situé dans un quartier central (1^{er} arrondissement) au bord de la rivière de Saigon, est une tour comportant deux structures

imbriquées, l'une réservée à usage de logements, l'autre à des activités de bureaux. Construit sur un terrain d'environ 6 700 m², bordé côtés Sud et Est par la voirie et sur les deux autres faces par des bâtiments mitoyens de faible hauteur, le projet occupe la quasi-totalité de l'emprise en infrastructure et sur les 8 étages du podium, la tour par elle-même représentant une surface d'environ 2 800 m² par niveau. La structure verticale s'organise autour d'un noyau central commun aux deux ensembles, et de poteaux de façade espacés de 8,50 m à plus de 10 m suivant les zones, les horizontaux étant traités en planchers et poutres en béton précontraint d'une portée de 10 à 13 m. Quarante niveaux en élévation, cinq niveaux de sous-sol, à usage de parking, nécessitant la réalisation d'une fouille de l'ordre de 20 m de profondeur, une imposante masse de 220 000 tonnes à fonder : voici l'objet de ce contrat en Conception - Construction.

UN CONTEXTE GEOTECHNIQUE PARTICULIER

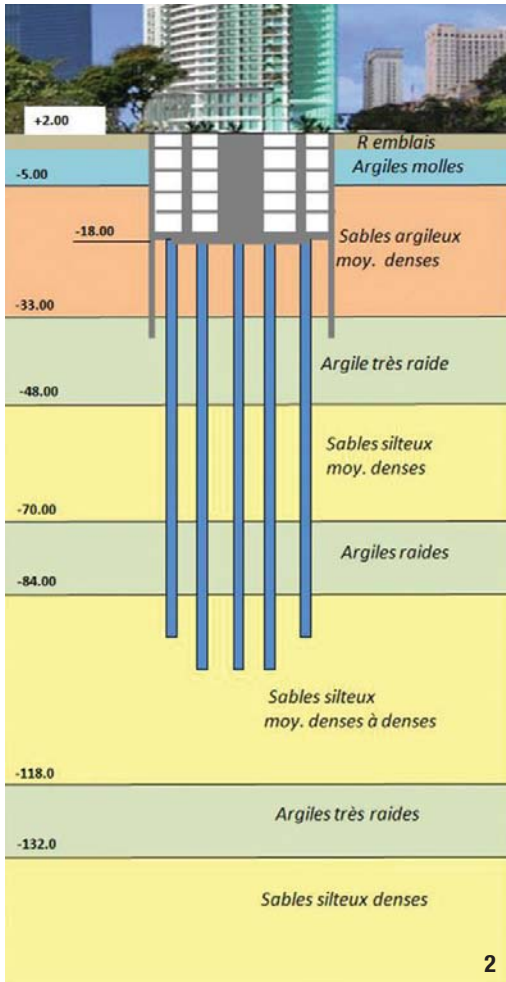
La géologie générale et l'hydrogéologie

de la région de Saigon sont connues grâce aux cartes du Département général des Mines et Géologie de la ville. Les terrains sont constitués des dépôts alluviaux quaternaires du delta du Mékong. Le substratum n'a été rencontré par aucun des sondages répertoriés sur les cartes (dont l'un réalisé à 380 m de profondeur !).

Au droit du site, les campagnes successives de reconnaissance menées jusqu'à 150 m de profondeur ont révélé la présence, sous des remblais de faible épaisseur, d'alluvions récentes constituées d'argiles molles et de sable argileux moyennement dense jusqu'à une trentaine de mètres de profondeur, surmontant des dépôts plus anciens, alternance de couches d'argiles raides et de sables silteux moyennement denses à denses. Schématiquement la stratigraphie moyenne est celle de la figure 2.

La particularité du site réside dans le fait que les caractéristiques mécaniques de ces alluvions restent très modestes même en profondeur, ce qui n'est pas sans incidence sur la capacité portante des fondations et les problèmes de

« LA TOUR COMPORTE DEUX STRUCTURES IMBRIQUÉES, L'UNE RÉSERVÉE À USAGE DE LOGEMENTS, L'AUTRE À DES ACTIVITÉS DE BUREAUX »



1- Saigon M&C Tower.

2- La stratigraphie moyenne du site et l'adaptation du projet de fondations.

3- Les valeurs SPT mesurées in situ ne dépassent 50 en moyenne qu'au-delà de 100 m de profondeur.

4- Les caractéristiques pressiométriques Ménard restent moyennes, de l'ordre de 3 à 3,5 MPa pour la pression limite avec un rapport EM/pl voisin de 10.

1- Architect's view of the Saigon M&C Tower.

2- Average site stratigraphy and the foundations project adaptation.

3- The SPT values measured in situ exceed 50 on average only at depths in excess of 100 metres.

4- The Ménard pressure measurement characteristics remain mediocre, around 3 to 3.5 MPa for the limit pressure with an EM/pl ratio in the vicinity of 10.

tassement d'ensemble induits par la construction d'une tour aussi lourde. Les valeurs SPT mesurées in situ ne dépassent 50 en moyenne qu'au-delà de 100 m de profondeur (voir figure 3). De même les caractéristiques pressiométriques Ménard restent moyennes, de l'ordre de 3 à 3,5 MPa pour la pression limite avec un rapport EM/pl voisin de 10 (voir figure 4).

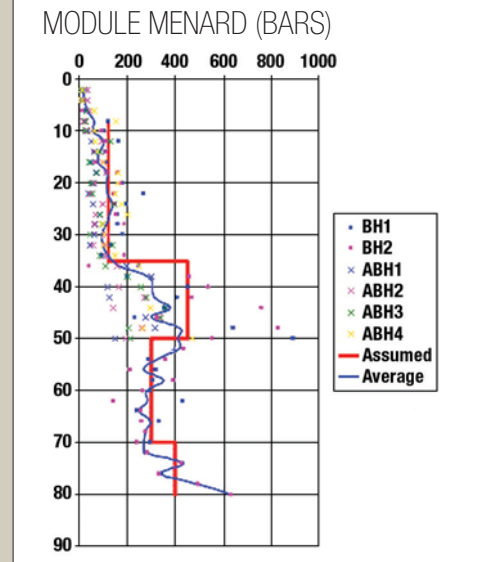
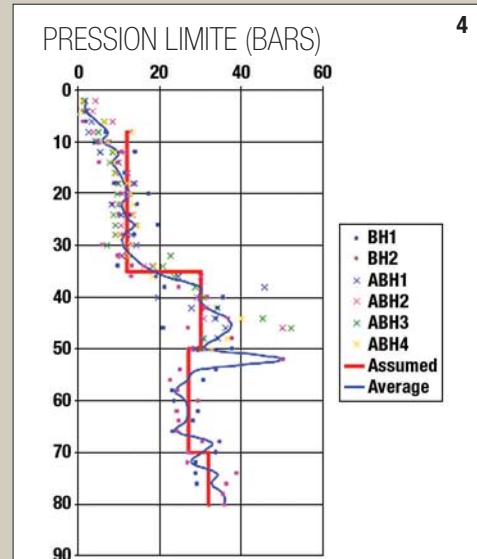
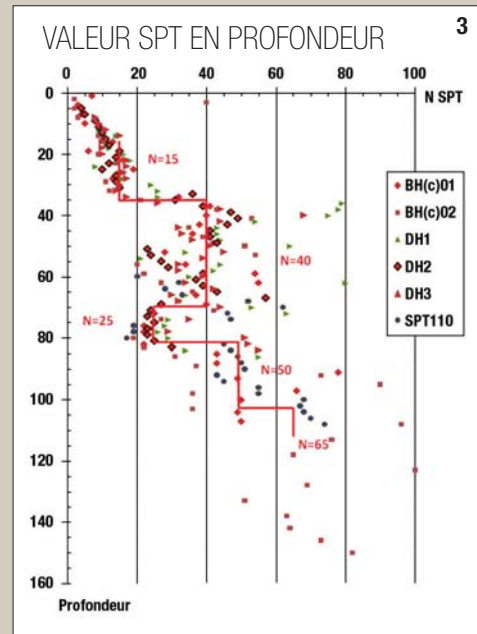
D'un point de vue hydrogéologique les alluvions récentes sont baignées par une nappe superficielle dont le niveau piézométrique s'établit environ un mètre sous le terrain naturel, en relation avec la rivière proche et soumis de façon très amortie aux effets de la marée. Les couches sableuses situées à partir de 53 m de profondeur sous la première couche d'argile forment des aquifères profonds, pouvant être isolés par les horizons étanches existants. Des piézomètres sélectifs installés vers 65 et 100 m de profondeur ont montré un niveau piézométrique quasiment identique, rabattu de 15 m environ par rapport à la nappe de surface, témoignant de l'influence des pompages urbains dans l'aquifère profond.

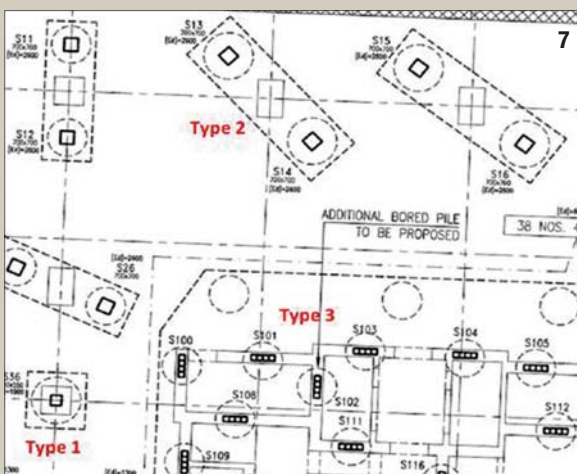
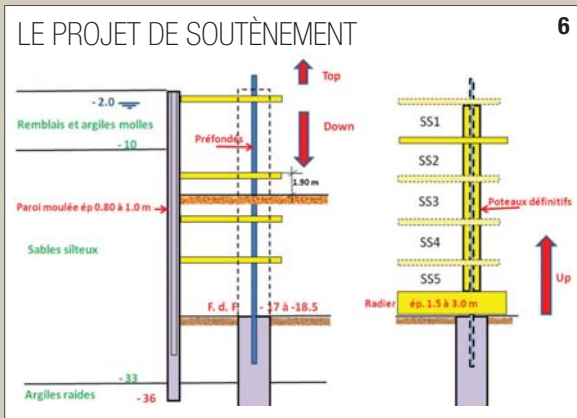
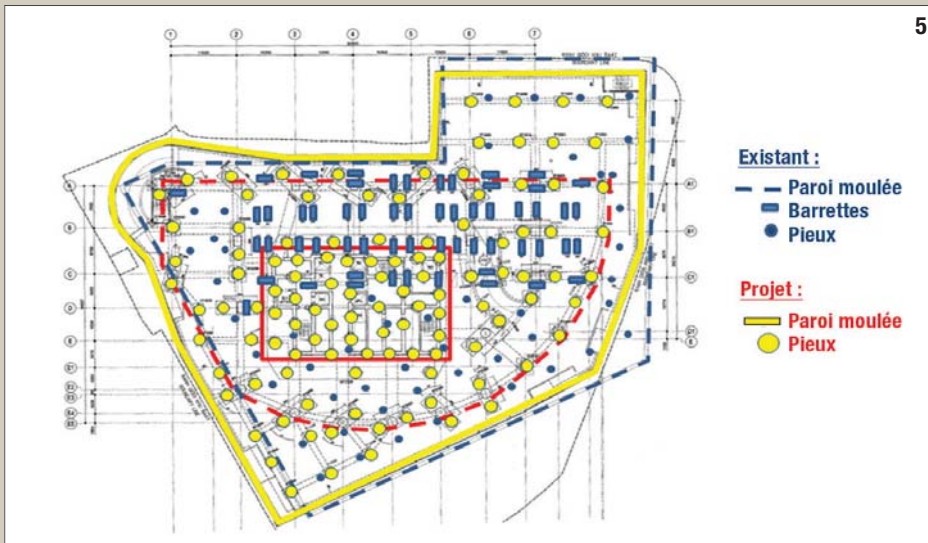
L'autre particularité du sous-sol est la présence de vestiges beaucoup plus récents que constituent une paroi moulée, des barrettes et des pieux réalisés dans les années 90 pour un ancien projet de moindre importance, mais abandonné. Ces éléments, n'étant pas réutilisables pour le projet actuel, ont constitué une grande source de difficultés pour l'implantation et la réalisation des nouvelles fondations, comme on peut en juger (voir figure 5).

LA CONCEPTION GENERALE DU PROJET - LE DIMENSIONNEMENT

La nature du sous sol et les délais tendus pour la construction de la tour ont tout de suite orienté le projet vers une construction de type Top-Down : réalisation préalable d'une paroi périmétrale et des fondations depuis le terrain naturel avec mise en place de poteaux préfondés provisoires (mais parfois inclus dans le poteau définitif) permettant :

→ Les terrassements jusqu'à la sous-face du radier, la paroi étant stabilisée par 4 des 5 niveaux de planchers de sous-sol construits en descendant, ▷





QUELQUES CHIFFRES REMARQUABLES POUR LES PIEUX LES PLUS PROFONDS :

- Des cages pouvant peser jusqu'à 37 tonnes
- Des volumes bétonnés supérieurs à 300 m³
- Des poteaux préfondés de 32 tonnes

puis la réalisation du radier, des têtes de pieux et enfin en remontant celle des poteaux définitifs et du plancher manquant.

→ La construction simultanée de 14 à 18 niveaux en superstructure, les préfondés provisoires étant dimensionnés en conséquence.

→ La poursuite de la construction de la tour reposant alors sur ses appuis définitifs.

Les soutènements

Ils ont été réalisés à l'aide de parois moulées de 0,80 et 1,0 m d'épaisseur, suivant le niveau de fond de fouille et la présence ou non de mitoyens, ancrées d'environ 1,50 m dans la couche argileuse afin d'assurer l'étanchéité de la fouille lors des terrassements. Les planchers sont construits en descendant à l'exception du PH-2, le niveau de terrassement à chaque étape étant de 2 m inférieur au niveau fini du plancher à construire (voir figure 6).

Les fondations

Les charges très importantes descendant tant sur le noyau central (114 000 t) que sur les poteaux périphériques (3 200 à 7 000 t) conduisent naturellement au choix d'appuis de forte capacité. Dans un premier temps, on s'est orienté vers des barrettes descendues vers 65 m de profondeur dans les sables silteux, une injection de peau étant prévue sur la hauteur encastrée dans cet horizon, pour assurer la capacité portante. Des essais de chargement ont été conduits, qui ont validé les hypothèses de calcul retenues pour le dimensionnement.

Cependant, au fur et à mesure de la mise au point du projet et suite à des investigations géotechniques complémentaires jusqu'à 150 m de profondeur, il est apparu que les tassements d'ensemble de la tour dus à l'effet de groupe des pieux, reportant les efforts sur les couches profondes de caractéristiques mécaniques somme toute assez modestes, pourraient atteindre des valeurs jugées inacceptables, en particulier pour les bâtiments environnants.

Il a fallu donc s'orienter vers des fondations plus profondes, traversant la couche d'argile identifiée entre 72 et 86 m de profondeur. Le choix s'est alors porté sur des pieux de gros diamètre atteignant 1 800 à 2 500 mm sous la tour.

5- Les vestiges récents d'une paroi moulée, des barrettes et des pieux, réalisés dans les années 90 pour un projet abandonné, ont constitué une grande source de difficultés pour la réalisation des nouvelles fondations.

6- La fouille sera réalisée en Top-Down à l'abri de parois moulées de 0,80 et 1,0 m d'épaisseur.

7- Les préfondés sont constitués de profilés métalliques en acier S355 de trois types.

5- The recent remains of a diaphragm wall, supporting wall units and piles, executed in the 1990s for a discontinued project, were a major source of difficulties for execution of the new foundations.

6- The excavation will be executed 'Top-Down', protected by 0.80 and 1.0 m thick diaphragm walls.

7- The drilled-shaft columns consist of metallic sections in S355 steel of three types.



8

© BOUYGUES



9



10

Ces pieux ont été dimensionnés pour un taux de travail maximal en compression de 8,4 MPa, conduisant à des capacités unitaires de 1 800 à 4 600 tonnes à l'ELS. Les pieux les plus chargés ont alors nécessité la mise en œuvre d'une injection de peau afin de rester dans une gamme de longueur réalisable (105 m).

Les préfondés

Dimensionnés pour reprendre les charges durant la construction des 18 premiers niveaux de plancher, en tenant compte de toutes les conditions de flambement correspondant aux phases de construction de l'infrastructure, ils sont constitués de profilés métalliques carrés en acier S355 de trois types (voir figure 7) :

→ Pour les plus faibles charges, un profilé rempli de béton armé avant mise en place ; ces profilés seront enrobés par le poteau béton définitif.

→ Pour les poteaux périphériques très chargés nécessitant deux pieux, un transfert de charge est nécessaire entre le poteau BA définitif et les deux préfondés provisoires, également composés de profilés reconstitués en tôle de 60 mm d'épaisseur.

→ Enfin, pour le noyau central, un ensemble de profilés du commerce juxtaposés et soudés de dimensions adaptées pour pouvoir être enrobés dans les voiles définitifs construits en remontant.

LES FONDATIONS EN COURS

Particularité du projet, son côté très français, puisque les normes utilisées sont les normes françaises (tous les

aspects de la législation vietnamienne étant bien sûr respectés), et qu'à la conception du projet participent, outre Bouygues Bâtiment International, le bureau d'études Structure SIDF, Terrasol pour l'expertise géotechnique, et Bureau Veritas pour le contrôle. Les fondations sont réalisées par Solétanche Bachy pour la paroi moulée, et Bauer VN Ltd pour les pieux. Sur le terrain, la première difficulté a été la localisation des anciennes fondations, afin d'implanter correctement l'ouvrage. La paroi moulée a été réalisée à l'aide d'un outillage KS 3000, travaillant à 2 postes. La cadence d'exécution a été d'un panneau par jour, soit environ 190 m² journaliers, ce qui a permis d'achever les travaux en 10 semaines. Au droit des intersections avec la paroi existante (voir figure 5) la paroi a été interrompue de part et d'autre. Des points de traitement par jet grouting ont été réalisés pour assurer l'étanchéité lors de l'ouverture de la fouille, au cours de laquelle la continuité de la paroi sera rétablie après démolition de l'existante.

Pour la réalisation des fondations, une dalle générale en béton de 25 cm a été coulée sur l'emprise du site, constituant ainsi une bonne plate-forme de travail. Les pieux sont réalisés à l'aide de deux BG40, équipées pour atteindre les grandes profondeurs requises. Le travail s'effectue à deux postes, 6 jours sur 7. Un casing est mis en place sur la hauteur des terrains meubles (remblais et argiles molles), et la perforation s'effectue sous bentonite naturelle jusqu'à la profondeur requise

; on procède alors au nettoyage de la base du pieu à l'air lift, et à l'équipement des armatures livrées sur le chantier par tronçons de 12 m et assemblés lors de la descente. Après bétonnage du pieu jusqu'au niveau requis, on procède à la mise en place des préfondés plongés de quatre mètres dans le béton frais, puis au remplissage par du béton maigre et du gravier de l'espace annulaire entre le niveau de bétonnage et la plate-forme. Pour les pieux nécessitant une injection de peau, celle-ci est réalisée au moyen de tubes à manchettes répartis environ tous les mètres sur la périphérie de l'armature du pieu. On procède au nettoyage des tubes après bétonnage puis au claquage à l'eau du béton du pieu autour des manchettes, 12 heures environ après bétonnage, et enfin à l'injection de quantités prédéterminées de coulis de ciment. La cadence moyenne de réalisation est d'un pieu par jour. Il faut noter qu'en

8, 9 & 10- Réalisation des pieux, finition et mise en place des préfondés type 3.

8, 9 & 10- The piles execution and finishing off. Installation of type 3 drilled-shaft columns.

raison de la circulation intense en centre ville durant la journée les opérations d'approvisionnement des cages et des bétonnages ne peuvent s'effectuer qu'à certaines heures ou bien la nuit. La réalisation des pieux est en cours d'achèvement. Au total 121 pieux auront été réalisés en 21 semaines, 30 800 m³ de béton coulé, 2 700 tonnes d'acier mis en place pour enracer solidement la tour. L'excavation peut commencer, la superstructure également : un travail qui va durer 21 mois, pour une livraison prévue de la tour à l'été 2011. □

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

MAÎTRE D'OUVRAGE : Saigon M&C Real Estate Corporation

ARCHITECTE : A.T.A. Architects Co. Ltd

BUREAU DE CONTRÔLE : Bureau Veritas

BUREAU D'ETUDES STRUCTURES : Structures Ile-de-France

EXPERTISE GÉOTECHNIQUE : Terrasol

ENTREPRISE GÉNÉRALE : Bouygues Bâtiment International

SOUS-TRAITANTS FONDATIONS : Bachy-Soletanche VN Co. Ltd et Bauer VN Ltd

ABSTRACT

SAIGON M&C TOWER IN HO CHI MINH CITY (VIETNAM): FOUNDATIONS AT 100-METRE DEPTH

FRANÇOIS PIGNEROL, BOUYGUES

Bouygues Batiment International is constructing in Ho Chi Minh City (Vietnam) a 40-storey tower with 5 basement levels in the particular geotechnical environment of the Mekong Delta alluvia, which have fairly mediocre mechanical properties down to great depths. In order to limit overall settlement, the foundations were taken down to a depth of more than 100 metres. The article reports on the foundation design concepts and the construction stages involved in this remarkable Design and Build project. □

SAIGON M&C TOWER EN HO-CHI-MINH (VN): CIMIENTOS A 100 METROS DE PROFUNDIDAD

FRANÇOIS PIGNEROL, BOUYGUES

Bouygues Bâtiment International realiza en Ho Chi Minh (Viet Nam) una torre de 40 pisos y 5 niveles en subterráneo en un contexto geotécnico particular de aluviones del delta del Mekong, que presentan características mecánicas relativamente modestas hasta gran profundidad. Para limitar los asentamientos globales las cimentaciones fueron descendidas a más de 100 metros de profundidad. El presente artículo describe los conceptos adoptados para su dimensionamiento y las etapas de la ejecución de este extraordinario proyecto de Diseño-Construcción. □

CONFORTEMENT DEFINITIF D'UN GLISSEMENT DE L'AUTOROUTE DE LA CÔTE BASQUE A63

AUTEURS : JEAN PIERRE LACAZE, DIRECTEUR DE PROJET, EGIS ROUTE - RÉMI DELUZARCHE, INGÉNIEUR D'ÉTUDES, EGIS GÉOTECHNIQUE - FRANCK WEYLAND, DIRECTEUR SOLÉTANCHE BACHY (AGENCE DE BORDEAUX) - JEAN PAUL MORAU, RESPONSABLE D'EXPLOITATION, SOLÉTANCHE BACHY (AGENCE DE BORDEAUX) - VINCENT JOURNÈS, INGÉNIEUR TRAVAUX, SOLÉTANCHE BACHY

DANS LE CADRE DES TRAVAUX D'ÉLARGISSEMENT DE L'AUTOROUTE DE LA CÔTE BASQUE A63, LE CONCESSIONNAIRE, AUTOROUTES DU SUD DE LA FRANCE (ASF) ENGAGE LES TRAVAUX DE CONFORTEMENT DU GLISSEMENT DU HILLANS SITUÉ AU SUD-EST DE BAYONNE SUR LA COMMUNE DE ST-PIERRE-D'IRUBE. LA CONCEPTION RETENUE PAR EGIS GÉOTECHNIQUE CONSISTE À CLOUER LE GLISSEMENT AU MOYEN DE 68 BARRETTES ET À DRAINER LES NAPPES À L'AIDE DE DRAINS SUBHORIZONTAUX. CE CHANTIER, DONT EGIS ROUTE ASSURE LA MAÎTRISE D'ŒUVRE, EST CONFIE À L'ENTREPRISE SOLÉTANCHE BACHY. LES TRAVAUX INITIÉS EN AOÛT 2008 DEVRAIENT S'ACHEVER EN JUIN 2009.

L'AMÉNAGEMENT DE L'A63 PAR ASF

Mise en service progressivement entre 1971 et 1981, l'autoroute de la Côte Basque a un rôle majeur tant au niveau local que national et européen. Elle relie la RN10 au nord de St-Geours-de-Maremne (Landes) au réseau routier espagnol au sud de Bariatou (Pyrénées-Atlantiques), et traverse une zone périurbaine dense. Elle permet le contournement des agglomérations de Bayonne, Anglet, Biarritz et Saint-Jean-de-Luz.

L'A63 accueille des trafics de transit avec la péninsule ibérique caractérisés par un fort pourcentage de poids lourds.

En décembre 2001, le projet de réalisation de l'élargissement à 2 x 3 voies sur 40 km entre Ondres (Landes) et la frontière espagnole a été validé et qualifié de projet d'intérêt général.

En février 2004, le ministère des Transports a approuvé le programme général de l'opération.

L'aménagement de l'A63 vise à améliorer la sécurité routière et la fluidité des échanges, tout en élevant ce tracé aux normes les plus exigeantes en termes de respect des riverains et de l'environnement.

L'opération a fait l'objet d'une déclaration d'utilité publique le 19 décembre 2007.

« **INITIÉS
À L'ÉTÉ 2008,
LES TRAVAUX
D'AMÉNAGEMENT
SE PROLONGERONT
JUSQU'EN 2014** »

Les travaux d'aménagement, initiés à l'été 2008, se prolongeront jusqu'en 2014.

L'un des secteurs à traiter en priorité porte sur la zone du glissement du talus autoroutier au droit du franchissement de la vallée du Hillans, sur la commune de Saint-Pierre-d'Irube.

UNE PATHOLOGIE DE GLISSEMENT COMPLEXE

Les désordres sont localisés sur une portion de 300 m. Au-delà du marais du Hillans, l'autoroute est construite au pied de la colline du Basté, ancienne terrasse alluviale sur les flancs de laquelle se sont déposées au cours du temps des colluvions de pente.

Le tracé de l'autoroute a été calé de manière à suivre le substratum marneux affleurant du marais à la base de la colline. Cependant, on a constaté au cours des reconnaissances effectuées pour l'étude du glissement, que le tracé recoupe en réalité une zone où le substratum présente un creusement prononcé avec un remplissage important de colluvions de pente, qui ont été recouvertes par les argiles vasardes du comblement récent du marais du Hillans (voir figures 1 et 2). Différents types de désordres ont été constatés :

→ L'affaissement de la chaussée (de l'ordre de 2 cm par an).

→ L'apparition de fissures sur la chaussée.

→ Le dégrafage d'une buse métallique passant sous la plate-forme autoroutière.

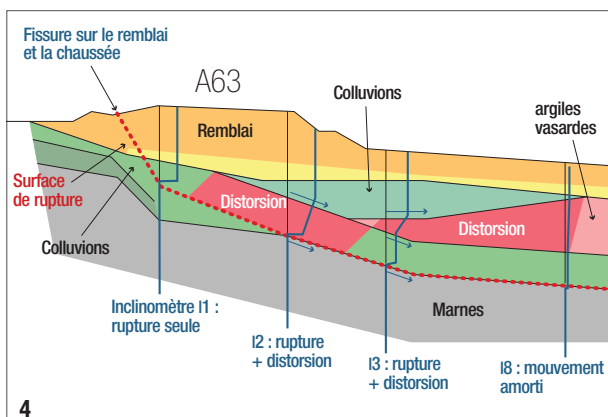
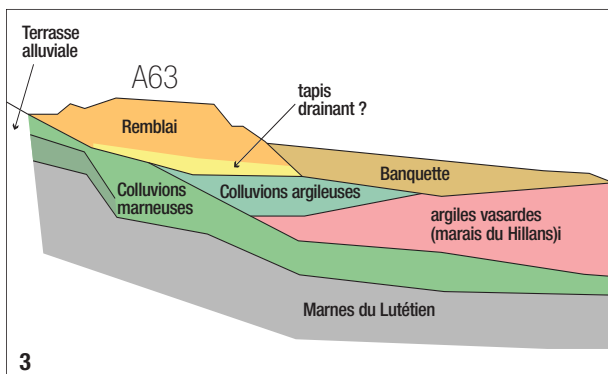
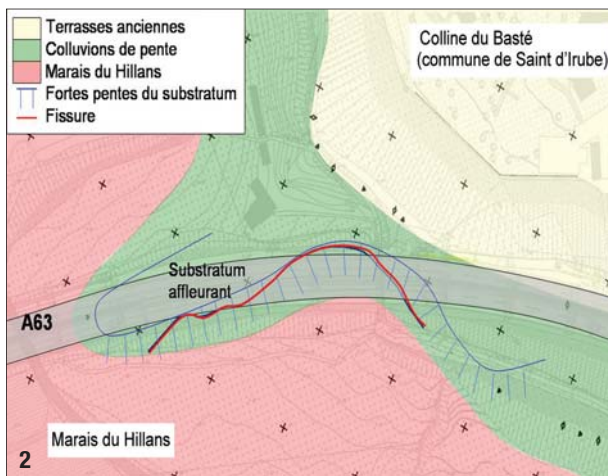
Suite à la constatation des premiers désordres, une banquette de grande largeur a été réalisée en urgence en pied du remblai. Ces travaux ont eu pour effet de priver la base drainante du remblai de son exutoire gravitaire naturel. La réalisation de tranchées au sein de la banquette ne semble pas avoir amélioré la situation (voir figure 3).

Des puits drainants équipés de pompes ont été mis en place à l'amont de l'autoroute, dans l'espoir d'intercepter les venues d'eau. Là encore, l'efficacité de ces dispositions n'a pu être prouvée.

Les désordres s'étant poursuivis, le remblai a été instrumenté en 1996 par le CETE de Bordeaux. L'instrumentation a consisté en la pose de 14 inclinomètres, de repères de nivellement, de piézomètres, et de sondes de pression interstitielle. De nombreux sondages géotechniques ont également été réalisés.

Ces investigations ont permis de mettre en évidence la typologie très particulière du phénomène (voir figure 4) :

→ Une surface de rupture nette se développe au contact entre le substra- ▷



- 1 & 2- Les désordres sont localisés sur une zone de 300 m.
- 3- La création d'une banquette a privé la base drainante de son exutoire gravitaire naturel.
- 4- La typologie de ce glissement est très particulière.
- 5- Atelier de benne et hydrofraise se faisant face sur la plate-forme supérieure.
- 6- Vue d'ensemble depuis les enrochements.
- 7- Jonction de 2 éléments de cages depuis la tête d'enrochement.

1 & 2- The damage is located over an area 300 m long.

3- The creation of a berm deprived the draining base of its natural gravity-flow outlet.

4- This landslide is of a very particular type.

5- Grab and hydro-cutter equipment facing one another on the upper roadbed.

6- General view from the rockfill.

7- Junction between 2 reinforcing cage elements from the rockfill head.

tum et les colluvions, à une profondeur d'environ 15 m.

→ Le glissement est amorti à l'aval par les sols compressibles du marais : la surface de rupture ne « ressort » pas en surface. A 50 m à l'aval du remblai, on ne mesure plus aucun déplacement.

→ Les sols meubles sont également affectés de déformations de distorsion similaires à celles que subit un sol déformable sur versant. Leur amplitude est du même ordre de grandeur que celles dues au glissement.

→ L'analyse des pressions interstitielles montre la présence d'importants écoulements au sein du remblai (forts gradients hydrauliques), dont l'origine n'a pu être identifiée, et qui conduisent à la mise en charge du tapis drainant.

UN DISPOSITIF DE CONFORTEMENT MIXTE

Le confortement du glissement repose sur deux opérations complémentaires :

Un drainage interne du remblai

Un drainage gravitaire n'est pas envisageable du fait de la topographie plate du site. Il n'est pas non plus possible d'intercepter les venues d'eau à l'amont, l'origine de celles-ci n'étant pas connue.

Il a donc été choisi de réaliser un réseau dense de drains sub-horizontaux plongeants, dont le rôle se limite à écrêter le



© SOLÉTANCHE BACHY

niveau de la nappe au sein du remblai et à éviter sa mise en charge dans le tapis drainant.

Un clouage du glissement par des inclusions verticales

Les difficultés pour le dimensionnement d'un tel renforcement sont :

→ La masse considérable de sol en mouvement.

→ La forme complexe de la déformée du sol : rupture + distorsion.

→ L'amortissement des mouvements à l'aval qui nécessite de définir soigneusement la position du renforcement.

La solution finalement retenue consiste en la réalisation de deux rangées de barrettes de forte inertie (section 2,8 m x 1,5 m) ancrées de 7 m dans le substratum, et disposées selon leur grand axe dans le sens du glissement.

Ce type d'inclusions résiste mieux que des pieux aux déformations de distorsion.

La section importante des inclusions permet de réduire leur nombre par rapport à une solution pieux ; il est donc possible de toutes les mettre en œuvre au cœur des zones de déformation maximale, où leur efficacité est la plus importante.

DES TRAVAUX À RÉALISER EN 18 MOIS

Le chantier se situe entre l'autoroute et une zone de protection environnementale Natura 2000. Les emprises

du chantier sont donc limitées et les contraintes spécifiques :

→ Travail à flanc de talus sur une zone de 250 m de long.

→ Forte déclivité : chantier en pente de 8%.

→ Zone inondable pour toutes les aires d'installations de chantier qui sont donc surélevées.

→ Mise en place de dispositifs de rétention et filtration systématique des eaux de ruissellement du chantier avant rejet.

L'accès au site se fait par une piste à aménager qui doit franchir le ruisseau du Hillans. Les activités sont donc lancées en septembre 2008 avec la réalisation d'un pont métallique de 12 m de portée. Construit sur la base d'un montage de profilés IPN et palplanches, ce pont permettra le passage des moyens de forage lourds.

Les travaux de terrassement sont engagés avec la mise en place de deux plates-formes de 9 m de large parallèles à l'autoroute sur 2 niveaux décalés de 3 m.

Ces plates-formes permettront la réalisation des rangées amont et aval des barrettes.

Dans la continuité des terrassements, la centrale de traitement des boues est mobilisée. Elle inclut une unité de dessablage permettant le traitement de 500 m³ de boue par heure pour l'atelier

d'hydrofraise, une unité de 100 m³ par heure dédiée aux retours de boue lors des bétonnages et enfin une unité de déshydratation des boues.

Les murettes guides sont réalisées simultanément à l'installation de la centrale.

Elles permettent le guidage des outils de forage sur les premiers mètres d'excavation et assurent la bonne tenue des terrains en tête de la barrette. Elles sont renforcées de façon à assurer une bonne stabilité des enrochements et de la murette vis-à-vis de celui-ci.

Un atelier d'hydrofraise Evolution 3 démarre ensuite en novembre 2008.

Les aires de préfabrication des cages d'armatures et de traitement des boues de forage sont installées en aval du talus, sur des zones remblayées pour se prémunir d'éventuelles inondations. Les 2 500 m³ de remblais sont approvisionnés à l'aide de tombereaux.

Afin d'assurer la stabilité des équipements lourds (165 t pour l'hydrofraise) sur les plates-formes remblayées, un soin particulier est apporté au compactage des remblais ainsi qu'à la qualité des matériaux de couche de forme mis en œuvre. Des essais de plaques permettent de valider les critères de portance retenus.

Après la mise en place des plates-formes, les travaux de terrassement préliminaires sont finalisés avec la

réalisation d'enrochements atteignant 3,5 m de hauteur à une distance de 1,5 m de la BAU.

Cet atelier doté d'une poutre de 40 tonnes et de moteurs hydrauliques de nouvelle génération permet l'ancrage dans les couches marno-calcaires raides du site.

Du fait de la proximité de l'autoroute, la grue Liebherr 873 supportant la fraise est équipée d'un dispositif de sécurité permettant le maintien de l'outil en cas de rupture des câbles du treuil de volée, de façon à assurer la sécurité des usagers de l'autoroute en cas de défaillance de ce dernier.

La réalisation des premières barrettes met en évidence la dureté particulière du substratum qui présente des inclusions quartzieuses particulièrement handicapantes et des adaptations sont rapidement engagées.

Le design des tambours de forage est adapté aux conditions inattendues et un atelier de benne à câble additionnel est mobilisé pour permettre une excavation simultanée des argiles à la benne et du substratum à l'hydrofraise. Une barrette par jour est ainsi exécutée.

Les barrettes, dont la profondeur varie entre 16 et 32 m, sont très armées avec des cages pesant jusqu'à 19 tonnes. Les renforts les plus importants sont mis en place sur la rangée amont des barrettes avec l'équipement de ▷



renforts de 32 barres de HA 40 sur les cages.

Les cages atteignent jusqu'à 31 m de hauteur. Elles sont mises en place au minimum à 4 m de l'A63 et équipées en deux phases, de façon à éviter les risques vis-à-vis des usagers de l'autoroute.

Les bétonnages atteignent 150 m³ pour les barrettes les plus longues et un béton de classe XA3 de résistance 40 MPa est mis au point avec une rhéologie permettant le maintien de slump supérieurs à 20 cm durant 3 heures. Les bétonnages se déroulent sur des durées comprises entre 2 et 4 heures.

Les auscultations soniques sont effectuées par le CETE pour le compte d'Egis et de Rincet BTP pour Solétanche Bachy. Six tubes permettent la vérification de l'intégrité des matériaux mis en place et les résultats obtenus permettent de confirmer la bonne qualité des barrettes bétonnées.

Les travaux sont à plusieurs reprises perturbés par les conditions météorologiques difficiles ayant frappé la côte basque durant l'hiver : pluviométrie record de 50 cm par mois en novembre et décembre 2008, épisodes neigeux et tempête en janvier 2009, suivis d'inondations en février.

Durant les diverses phases de travaux, un suivi quotidien des mouvements de l'autoroute est en place afin d'assurer la surveillance de l'évolution du glissement ainsi que les éventuelles répercussions des travaux sur celui-ci.

L'utilisation de l'hydrofraise Evolution 3 permet de limiter les vibrations générées lors de la perforation qui ne

INSTRUMENTATION ET SUIVI

Le remblai et les barrettes font l'objet d'une instrumentation par inclinomètres et d'un suivi topographique qui permettra de valider le modèle de calcul et le bon fonctionnement du renforcement.

Les travaux d'élargissement ont été pris en compte dans l'implantation des inclinomètres, de manière à ce qu'ils restent exploitables une fois l'autoroute élargie mise en service.

UN APPEL D'OFFRES RESTREINT

L'agence Sud-Ouest de Solétanche Bachy est retenue pour la réalisation des travaux qui consistent en :

- Une campagne d'étude de sol complémentaire ;
- La construction des pistes d'accès au chantier et d'un pont provisoire permettant le franchissement du ruisseau du Hillans ;
- La mise en place d'un soutènement provisoire de l'autoroute d'une hauteur moyenne de 3 m ;
- La réalisation des plates-formes d'exécution des barrettes et l'installation des équipements de traitement des boues ;
- La réalisation des 68 barrettes ancrées de 9 m en moyenne dans le substratum ;
- La perforation et la mise en place de drains ;
- Le suivi des mouvements de l'autoroute durant les travaux.

nécessite aucun trépanage et se fait selon un processus non traumatisant pour le terrain.

Il est constaté que les déplacements engendrés par les travaux au niveau de la plate-forme autoroutière sont limités à 3 cm. Aucun dommage aux ouvrages n'est à déplorer malgré l'amplification des mouvements engendrés par le glissement, du fait de l'augmentation des charges piézométriques due aux pluies.

L'installation de 61 drains sub-horizontaux d'une longueur comprise entre 35 et 45 m de mai à juin 2009 permettra l'élimination des problèmes associés à la montée en charge saisonnière des nappes du talus autoroutier. □

PRINCIPALES QUANTITÉS :

BARRETTES : 6 348 m³

SOUTÈNEMENT TALUS (ENROCHEMENT) : 225 ml

DRAINS SUB-HORIZONTAUX : 2 100 ml

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

MAÎTRE D'OUVRAGE : Autoroute du Sud de la France

MAÎTRE D'ŒUVRE : Egis Route

ENTREPRISE : Solétanche Bachy

ABSTRACT

PERMANENT CONSOLIDATION OF A LANDSLIDE ON THE BASQUE COAST A63 MOTORWAY

JEAN PIERRE LACAZE, EGIS - RÉMI DELUZARCHE, EGIS - FRANCK WEYLAND, SOLÉTANCHE BACHY - JEAN PAUL MORAU, SOLÉTANCHE BACHY - VINCENT JOURNÈS, SOLÉTANCHE BACHY

As part of enlargement work on the Basque Coast A63 motorway, the concession owner, Autoroutes du Sud de la France (ASF), is undertaking consolidation work on the Hillans landslide located southeast of Bayonne in the district of St-Pierre-d'Irube. The design chosen by Egis Géotechnique involves nailing the landslide using 68 supporting wall units and draining the groundwater with subhorizontal drains.

This project, for which Egis Route is Project Manager, has been entrusted to the contractor Solétanche Bachy. The works, started in August 2008, are due to be completed in June 2009. □

OBRAS DE CONSOLIDACIÓN DEFINITIVA DE UN DESLIZAMIENTO DE LA AUTOPISTA A63 EN LA COSTA VASCA

JEAN PIERRE LACAZE, EGIS - RÉMI DELUZARCHE, EGIS - FRANCK WEYLAND, SOLÉTANCHE BACHY - JEAN PAUL MORAU, SOLÉTANCHE BACHY - VINCENT JOURNÈS, SOLÉTANCHE BACHY

Actuando en el marco de los trabajos de ampliación de la autopista A63 en la Costa Vasca, la empresa concesionaria, Autoroutes du Sud de la France (ASF) está ejecutando las obras de consolidación del deslizamiento de Hillans ubicado al Sureste de Bayona en el municipio de St-Pierre-d'Irube. El concepto seleccionado por Egis Géotechnique consiste en clavetear el deslizamiento por medio de 68 presillas y en drenar las capas mediante drenes subhorizontales.

Esta obra, en la cual Egis Route lleva a cabo la dirección de proyecto, se ha concedido a la empresa Solétanche Bachy. Los trabajos que dieron comienzo en agosto de 2008 deberían finalizarse en junio de 2009. □

LE PARKING EURONANTES UNE FOUILLE REMARQUABLE

AUTEURS : FRANÇOIS PIGNEROL, PÔLE FONDATIONS DE BOUYGUES CONSTRUCTION -
PASCAL FARRANDO, PÔLE FONDATIONS DE BOUYGUES CONSTRUCTION

GTB CONSTRUCTION FILIALE DE BOUYGUES CONSTRUCTION POUR LA RÉGION BRETAGNE RÉALISE À NANTES DANS LE CADRE DE L'AMÉNAGEMENT DU PÔLE D'AFFAIRES EURONANTES, UN PARKING ENTERRÉ DE SIX NIVEAUX DE SOUS-SOL POUR UNE CAPACITÉ DE 672 PLACES, SUR LEQUEL 20 000 M² DE BUREAUX ET COMMERCES SERONT CONSTRUITS SUR HUIT NIVEAUX + REZ-DE-CHAUSSÉE. LE PARKING EST CONSTITUÉ DE DEUX SILOS DE 50 M DE DIAMÈTRE SE RACCORDANT ENTRE EUX PAR UNE ZONE DE TANGENCE DITE « NŒUD CENTRAL » DE 5,50 M DE LONGUEUR, PERMETTANT LA CIRCULATION DES VÉHICULES DE L'UN À L'AUTRE. CET ARTICLE RELATE LES ASPECTS INNOVANTS DU PROCÉDÉ CONSTRUCTIF RETENU ET LES ÉTAPES LES PLUS MARQUANTES DE LA RÉALISATION DE CET OUVRAGE REMARQUABLE.



1- L'ensemble du futur Euronantes : le projet de parking.

1- Overall view of the future Euronantes: the car park project.

ENVIRONNEMENT ET GÉOLOGIE : LE CONTEXTE DU PROJET

Située entre les voies SNCF, la Loire et l'Erdre canalisée, à 500 m de la gare de Nantes et non loin du confluent des bras de la Madeleine et de Pirmil, la première phase du projet Euronantes, conçu par Christian de Portzamparc, occupe environ 6 ha et comporte un ensemble de bâtiments destinés à des activités tertiaires, de commerce et d'hôtellerie ainsi qu'à des logements. C'est dans ce cadre qu'est réalisé le parking destiné aux usagers

des bureaux (niveaux - 5 et - 6) et au public, auquel sont réservées les 434 places des quatre premiers niveaux (figure 1).

Si le contexte géologique est relativement simple, celui des nappes phréatiques baignant le sous-sol est plus complexe et a, pour partie, conditionné la structure du parking. À partir du terrain naturel situé à une cote voisine de + 7.50 IGN, les sols au droit du site sont constitués sous 4 à 5 m de remblais par des alluvions modernes d'une épaisseur moyenne de 14 m (argiles

vaseuses parfois sableuses avec des passées tourbeuses et organiques), puis des alluvions anciennes sablo-graveleuses sur environ 5 m, surmontant un substratum micaschisteux à veines de quartzite, altéré en tête puis devenant dur à très dur en profondeur en dépit de sa fracturation.

Les caractéristiques mécaniques des argiles vaseuses sont très médiocres puisqu'il a été retenu pour les qualifier, une cohésion non drainée moyenne de 55 kPa, et un angle de frottement interne de 27°, pour les calculs de poussée à long terme en conditions drainées. Celles des alluvions sablo-graveleuses, de même que celles du rocher, sont excellentes. Celui-ci, altéré en tête (degré d'altération AM2 - AM3 suivant la classification de l'AFTES) devient très dur environ un mètre sous son toit (degré AM1 - AM2, module pressiométrique de 100 à 340 MPa), mais reste cependant fissuré de manière aléatoire en profondeur (valeurs de RQD¹ de 0 à 60) (figure 2). Les argiles séparent deux nappes : la nappe superficielle alimentée par l'Erdre, dont le niveau est régulé à + 4.35 IGN au niveau de l'écluse Saint-Félix, baigne la base des remblais ; une nappe captive baignant le substratum rocheux et les alluvions graveleuses, est en relation avec la Loire. Son niveau s'établissait vers + 0.70 IGN au moment de la campagne de sol, et elle est soumise à un marnage très amorti, d'amplitude 60 cm environ ▷

(15 % de celui de la Loire), et retardé d'environ 3 h 30. Quant au niveau de la nappe dans les argiles, il est intermédiaire et a été mesuré vers + 2.00 IGN. En période de crue les deux nappes peuvent se confondre. Cette complexité a conduit à ne retenir pour les calculs de poussée et de stabilité qu'une seule nappe hydrostatique, dont le niveau a été choisi à + 4.30 IGN en phase de travaux, les niveaux EB-EH-EE étant pris respectivement égaux à + 3.00, + 5.00 et + 7.50.

En l'absence d'essais spécifiques et compte tenu de l'expérience locale, la perméabilité du substratum a été estimée de l'ordre de 5.10^{-6} m/s lors du calcul prévisionnel des débits d'exhaure.

LE PRINCIPE CONSTRUCTIF RETENU

C'est la présence de 14 m d'argiles molles qui a conduit la maîtrise d'œuvre à retenir la forme circulaire autostable du soutènement de la fouille, et par là même, la conception de deux silos juxtaposés. Mais c'est lors des études d'exécution que la forme finale, la distance entre les deux silos et la conception du passage de l'un à l'autre ont été figées. La fouille d'une profondeur de 18,70 m a donc été réalisée à l'abri de parois moulées autostables de 80 cm d'épaisseur, sauf dans la zone de raccordement des deux silos où l'épaisseur a été portée à un mètre. Ces parois ont été ancrées d'environ 1 à 3 m dans le substratum rocheux en fonction de son degré d'altération. Les deux silos sont réalisés indépendamment l'un de l'autre suivant ce principe, les parois rectilignes étant distantes d'environ 40 cm. Afin d'assurer la tenue des terres, l'étanchéité lors de l'excavation et la transmission des efforts de compression d'un silo sur l'autre au point de « cassure » des parois circulaires, l'espace entre les deux parois est traité de chaque côté du nœud central à l'aide de trois colonnes de jet grouting.

Les structures intérieures, circulations verticales, poteaux supports des planchers, sont fondées sur des pieux exécutés depuis le fond de fouille et ancrés d'environ 1,50 m dans le rocher. Ces structures ainsi que les planchers et des butons définitifs sont construits en remontant, les butons provisoires étant relaxés puis retirés à la fin du gros œuvre du parking, mettant ainsi progressivement en charge les appuis définitifs (photo 4).

2- Stratigraphie et projet du parking.

3- Principe de reprise des efforts dans la zone de jonction.

4- La jonction des silos : système de butonnage.

2- Stratigraphy and car park design.

3- Principle of force absorption in the junction zone.

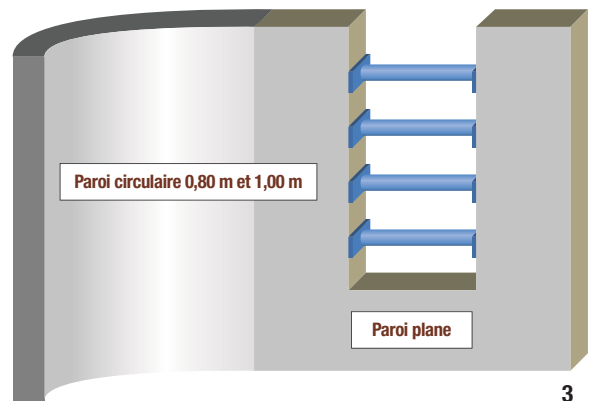
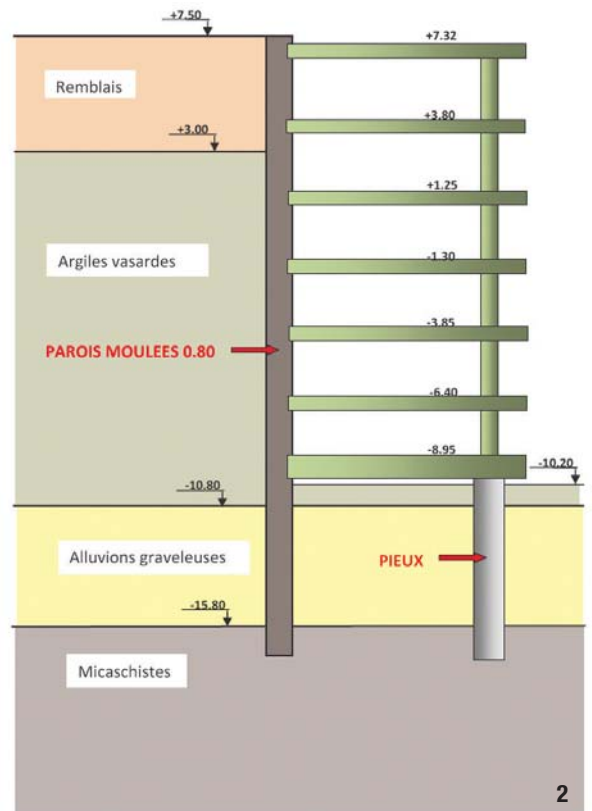
4- Junction between the silos: staying system.

LA GESTION DE LA NAPPE ET LES RABATTEMENTS

Compte tenu à la fois des incertitudes sur la perméabilité en grand du substratum, la complexité du régime hydraulique et les impératifs de la loi sur l'eau, GTB Construction a conçu le projet de façon à pouvoir s'adapter à la réalité observée lors des travaux et des pompages d'essai réalisés à la fin de l'exécution des parois. Le choix était à faire entre un dallage béton sur épi drainant, associé à un pompage permanent, et un radier fermé résistant aux sous-pressions.

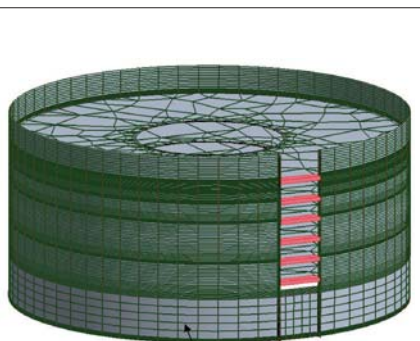
Pour un radier drainant le débit maximal autorisé par la convention locale d'aménagement était de $36 \text{ m}^3/\text{h}$ par silo. À titre prévisionnel il a été décidé d'équiper systématiquement les panneaux de paroi de tubes soniques pour le contrôle de la qualité du béton et pour permettre, le cas échéant, la réalisation d'une jupe injectée destinée à réduire les débits d'exhaure et l'influence extérieure des pompages. Parallèlement, une étude était conduite envisageant la mise en œuvre d'un radier ancré par les pieux à réaliser pour fonder les structures intérieures du parking, le choix intégrant également les conditions de planning d'exécution.

Des pompages d'essai effectués dans l'un des trois puits équipant chaque silo et contrôlés par une série de piézomètres intérieurs et extérieurs aux parois ont été menés successivement dans chaque silo, puis dans les deux simultanément. Ces essais ont mis en évidence une large différence de transmissivité (de l'ordre de 1 à 3) entre les terrains au droit de chaque silo, ainsi que l'influence du pompage d'un silo sur l'autre. Ceci a été confirmé par l'examen des fiches de perforation

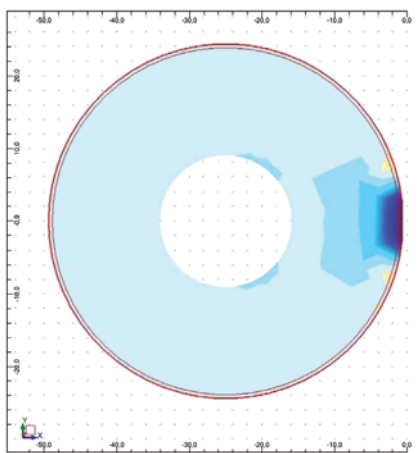


UNE SOLUTION ORIGINALE

Toute l'originalité de la conception réside dans le raccordement des deux silos. Celui-ci est réalisé au moyen de panneaux rectilignes en arase basse, assurant ainsi la continuité des parois sous le niveau du fond de fouille, tout en évitant d'avoir à démolir du béton de paroi au-dessus de celui-ci. La reprise des efforts annulaires développés dans les zones courantes des deux parois au-dessus du fond de fouille est assurée par la construction, au fur et à mesure, de l'excavation de quatre niveaux de butons métalliques provisoires, dont trois niveaux précontraints venant prendre appui sur les derniers panneaux circulaires, qui ont ainsi servi de linteaux verticaux.



Paroi moulée :
0,80 m d'épaisseur, orthotrope
(voir béton B30,7 $E_t = 23100$ MPa)



5

5- Modélisation Robot : contraintes dans les planchers.

6- Vue d'ensemble des deux silos après terrassement.

5- Robot modelling: stresses in the floors.

6- General view of the two silos after earthworks.



6

des panneaux de paroi, qui a montré une frange d'altération du rocher plus importante au droit du second silo, et aussi l'existence possible d'un lit fossile d'érosion du substratum le traversant diamétralement.

Diverses interprétations des essais ont montré que les débits à pomper en phase définitive pour rabattre la nappe sous le radier seraient de l'ordre de 70 à 80 m³, dans les conditions des essais, c'est-à-dire pour un niveau piézométrique de la nappe profonde à + 1.35 IGN, loin du niveau de crue de la Loire. Le dépassement du débit maximal d'exhaure fixé à 72 m³/h a contraint l'entreprise à abandonner la solution de dallage sur épi drainant. Il a été décidé d'orienter la construction vers un radier étanche ancré au rocher par des micropieux et capable de reprendre la pression de la nappe captive s'exerçant sous sa sous-face. Une nouvelle étude théorique a donc été menée pour l'évaluation des sous-pressions lors de différents niveaux de crue possibles de la Loire, de laquelle a été retenu un niveau piézométrique sous radier à + 3.80 IGN pour une crue centennale de la Loire de type 1910 à + 7.50.

LES CALCULS - LE DIMENSIONNEMENT

La paroi moulée a été dimensionnée dans sa partie courante de façon classique avec un modèle tenant compte des rigidités verticale et annulaire du silo et d'un comportement élasto-plastique du sol. Pas moins de 14 coupes de calcul ont été nécessaires afin de prendre en compte les différentes conditions de charge en arrière de la tête de paroi. Compte tenu de ces disparités, il a fallu également vérifier la stabilité horizontale des anneaux de parois sous chargement dissymétrique.

Les deux panneaux d'extrémité de zone courante ont été calculés en phase de travaux pour reprendre en flexion dans leur plan la totalité de la poussée annulaire, comme des linteaux appuyés sur les butons (au fur et à mesure de leur construction), et sur les parois rectilignes en arase basse au droit de la jonction des deux silos. Celles-ci sont soumises à de très fortes sollicitations de compression justifiant le recours à une paroi de 1,00 m (figure 3).

Un calcul d'ensemble a été également mené par GTB Construction à l'aide du programme ROBOT pour analyser le report des efforts sur les planchers et les butons définitifs lors de l'enlèvement des butons métalliques, ainsi que

la sensibilité du modèle à des variations de phasage entre la construction des structures et les phénomènes de fluage du sol et du béton. Cette analyse a permis, entre autres, la mise en évidence de concentration de contraintes de cisaillement et de compression dans les planchers, au voisinage de la jonction des silos (figures 5).

C'est finalement l'enveloppe des efforts calculés dans la modélisation ROBOT et celle de la paroi qui a été retenue pour le dimensionnement des structures.

LA RÉALISATION DU PROJET - LES POINTS CLÉS

Les soutènements

Les parois moulées ont été réalisées à l'aide d'un atelier équipé de benne type Stein (18 t environ) monté sur grue Liebherr 855 permettant d'assurer une verticalité des parois inférieure à 1 %, et de réaliser l'excavation dans le substratum rocheux sur une profondeur de 1,30 m minimum. La benne de forage était équipée d'un enregistreur de paramètres type Taraben permettant de mesurer, de façon permanente, les déviations de l'outil de forage (photo 6).

Les travaux ont été réalisés en deux postes, avec une cadence d'excavation d'un panneau par jour, soit environ 190 m², ce qui a permis d'achever dans les temps impartis les 7000 m² de parois du projet (linéaire total de 295 m).

Les cages d'armatures ont été équipées de tube PVC de diamètre 102 mm pour la réalisation des essais soniques et celle de la jupe injectée éventuelle. Les panneaux de jonction en arase basse sous le fond de fouille, ont été prolongés jusqu'à la plate-forme par un coulis de bentonite ciment, de façon à isoler chacun des silos, en vue d'anticiper de deux semaines les essais de pompage dans le premier silo.

Les quatre lits de butons ont été réalisés au moyen de tubes de 762 et 927 mm de diamètre et 22 mm d'épaisseur. Les trois niveaux inférieurs ont été précontraints à 400 t par paliers de 100 t (photo 7).

Les six colonnes de jet grouting à la jonction entre les deux cylindres devaient avoir un diamètre de 800 mm et une résistance à la compression simple de 4,4 MPa. Elles ont été réalisées par la technique du monojet, avec prédécoupage à l'eau (pression de 400 bars), un pas de remontée de 4 cm toutes les 6 secondes, le coulis étant dosé à 750 kg de ciment par mètre cube. ▽



7- Mise en compression des butons.

8- Descente des foreuses pour l'exécution des pieux en fond de fouille.

7- Compressive stressing of stays.

8- Rock drill descent for execution of piles at the bottom of excavation.



© WILLY BERRE

8

Les fondations

Les pieux, de diamètre 700 à 1 200 mm, ont été réalisés à la tarière creuse munie d'enregistrement continu des paramètres de forage et de bétonnage, et ancrés d'environ 1 m au substratum rocheux. Trente-cinq pieux de 25 m de profondeur ont été forés à l'extérieur des cylindres. Ils ont été armés sur la hauteur des alluvions compressibles. Cent onze pieux de 7,20 m moyen ont été réalisés à l'intérieur depuis le fond de fouille à - 9.70 IGN. Seuls les pieux en traction sont armés et pour 38 d'entre eux prolongés dans le rocher par des micropieux type II, forés en 150 mm au travers de tubes de réservations mis en place dans les cages d'armatures (photo 8). Ces micropieux ont été réalisés à l'aide d'une foreuse type Klemm équipée d'un marteau fond de trou et d'enregistreur de paramètres de forage, l'armature étant constituée de barres HA 40 - HA 50 ou d'un tube de 89 mm épaisseur 12,5 mm fileté, muni d'un tube de remplissage et d'un tube à manchettes. En raison d'un certain artésianisme lors du forage, ces micropieux ont fait l'objet

d'une injection globale et unitaire (IGU) afin de s'affranchir de tout délèvement du coulis de scellement. Puis, après 24 heures de séchage, une injection sous pression de 15 bars en tête du tube à manchettes a été réalisée. Des tests de traction seront mis en œuvre pour contrôler le dimensionnement et la qualité de réalisation des ancrages. Les travaux spéciaux ont été confiés à l'entreprise Botte Fondations.

CONCLUSION

Les fondations spéciales de cet ouvrage assez spectaculaire sont en cours d'achèvement. Grâce à une très bonne maîtrise de la conception, une bonne anticipation de l'enchaînement des tâches, à la gestion des risques par le recours à la méthode observationnelle et à de nombreux essais et simulations de calcul, le chantier s'est bien déroulé. La réalisation du génie civil intérieur et des superstructures peut désormais se faire dans d'excellentes conditions. □

1- RQD : Rock Quality Designation.

UN SUIVI RIGOUREUX

Sur ce site, la méthode observationnelle a été mise en œuvre afin de valider le modèle géotechnique retenu pour le calcul des parois, en comparant les déplacements réels des ouvrages aux prévisions données dans les notes de calcul. Ceux-ci ont été contrôlés à chaque phase de terrassement, et au moins une fois par semaine, au moyen de cibles topographiques et de quatre tubes inclinométriques. Les déformées mesurées à ce jour, alors que le terrassement atteint le fond de fouille, sont très faibles, de l'ordre de 2,5 mm loin des valeurs du seuil d'alerte fixé à 12 mm.

ABSTRACT

THE EURONANTES CAR PARK A REMARKABLE EXCAVATION

FRANÇOIS PIGNEROL, BOUYGUES - PASCAL FARRANDO, BOUYGUES

As part of development work for the Euronantes business centre, GTB Construction, a subsidiary of Bouygues Construction for the Brittany region, is building in Nantes an underground car park with six basement levels and a capacity of 672 parking spaces, above which 20,000 m² of office and shopping space will be built on eight levels and a ground floor. The car park consists of two silos 50 metres in diameter linked together by a tangency zone called the «central node» 5.50 metres long, allowing vehicle traffic to flow from one to the other. This article recounts the innovative aspects of the construction technique adopted and the most significant stages in the construction of this remarkable structure. □

APARCAMIENTO EURONANTES UNA EXCAVACIÓN SEÑALADA

FRANÇOIS PIGNEROL, BOUYGUES - PASCAL FARRANDO, BOUYGUES

GTB Construction filial de Bouygues Construction para la Región Breña ejecuta en Nantes en el marco de la ordenación del polo de negocios Euronantes, un aparcamiento subterráneo de seis plantas para una capacidad de 672 plazas, encima del cual serán construidos 20.000 m² de oficinas y comercios sobre ocho niveles + la planta baja. El aparcamiento está compuesto por dos silos de 50 metros de diámetro que se interconectan por mediación de una zona de tangencia que recibe la denominación de «núcleo central» de 5,50 metros de longitud, que permite la circulación de los vehículos entre ambos silos. En este artículo se presentan los aspectos innovadores del procedimiento de construcción seleccionado y las etapas más destacadas de la realización de esta obra relevante. □

PROJET NATIONAL DE RECHERCHE ET DEVELOPPEMENT. AMELIORATION DES SOLS PAR INCLUSIONS VERTICALES RIGIDES

AUTEUR : BRUNO SIMON, DIRECTEUR DU COMITÉ SCIENTIFIQUE ET TECHNIQUE DU PROJET NATIONAL ASIRI, DIRECTEUR SCIENTIFIQUE TERRASOL

LE PROJET NATIONAL ASIRI FOURNIT UN EXEMPLE SIGNIFICATIF D'UNE ACTION DE RECHERCHE APPLIQUÉE ENGAGÉE À L'INITIATIVE D'ACTEURS DU MONDE DE LA CONSTRUCTION OU UNIVERSITAIRES POUR ACCOMPAGNER LE DÉVELOPPEMENT D'UNE TECHNIQUE NOVATRICE DE FONDATION : LE RENFORCEMENT DES SOLS PAR INCLUSIONS RIGIDES. CETTE ACTION PILOTÉE PAR L'IREX A PU SE DÉVELOPPER EN CONJUGUANT LE SOUTIEN FINANCIER DE L'ÉTAT, LE CONCOURS DES FÉDÉRATIONS PROFESSIONNELLES ET LA MOTIVATION DE TOUS LES PARTENAIRES ENGAGÉS DANS CE PROJET. LE PROGRAMME DES EXPÉRIMENTATIONS ET ACTIONS À MENER SUR UNE PÉRIODE DE 4 ANNÉES, DÉTAILLÉ DÈS L'ÉTUDE DE FAISABILITÉ, SE POURSUIT DANS LE RESPECT DU BUDGET PROPOSÉ. IL PERMET DE COLLECTER DES OBSERVATIONS SUR CHANTIERS EXPÉRIMENTAUX ET CHANTIERS RÉELS, ÉTUDIER CERTAINS MÉCANISMES SPÉCIFIQUES DANS DES MODÈLES PHYSIQUES (CHAMBRE D'ÉTALONNAGE OU CENTRIFUGEUSE) ET ÉVALUER LES MODÈLES NUMÉRIQUES APPLICABLES À CES OUVRAGES. L'EXPLOITATION ET LA SYNTHÈSE DE TOUS CES RÉSULTATS ORIGINAUX CONFÉRERONT AU GUIDE DE RECOMMANDATIONS QUI SERA ÉDITÉ EN 2010, LE STATUT D'UNE RÉFÉRENCE.

PRÉSENTATION

La technique d'amélioration par inclusions rigides verticales des sols associe plusieurs éléments pour constituer un système composite de fondation lorsque les terrains d'assises sont de faible portance :

→ Les inclusions rigides proprement dites, implantées selon un réseau régulier généralement à maille carrée comprise entre 2 m et 3 m ; elles sont réalisées selon des techniques variées pour obtenir un élément de résistance significative en compression et de module de déformation élevé devant celui du sol. Lorsqu'elles sont réalisées en béton ou mortier elles ont de manière courante un diamètre compris entre 30 et 50 cm. Leur tête est parfois élargie par une dalle ;
→ Un matelas granulaire dont l'épaisseur varie entre 50 cm et 1 m dans lequel on place parfois une nappe de renforcement (treillis métallique ou géotextile) (figure 1).

Ce système de fondation permet de transférer les charges d'un ouvrage à un horizon porteur profond.

Il s'applique à des plates-formes de transfert de charge recevant dallages ou remblais.

Olivier Combarieu est à l'origine du développement de cette technique en France, par ses travaux sur le frottement négatif et les effets de groupe, conduits dans les années 1970 au sein du réseau des laboratoires des Ponts et Chaussées. Cette technique a connu depuis lors un développement remarquable pour s'appliquer à des ouvrages variés :

→ Fondations de remblais ;
→ Dallages de locaux industriels et commerciaux ;
→ Fondations de bassins d'épuration et de réservoirs pétroliers ;
→ Terre-pleins portuaires, etc.
ou des ouvrages exceptionnels comme la fondation des piles du pont de Rion

« **CE SYSTÈME DE FONDATION PERMET DE TRANSFÉRER LES CHARGES D'UN OUVRAGE À UN HORIZON PORTEUR PROFOND** »

Antirion sur le détroit de Corinthe, dans un environnement sismique particulièrement sévère. Alain Pecker a proposé ce concept novateur pour assurer la ductilité requise aux fondations des pylônes qui devaient pouvoir supporter des déplacements horizontaux de plus d'un mètre.

POURQUOI UN PROJET DE R&D ET SON MONTAGE ?

Bien que cette technique ait été utilisée depuis plus de 20 ans déjà, force est de constater que :

→ Certains aspects du comportement du système composite sont encore mal connus et mal appréhendés ;
→ Les méthodes de dimensionnement varient largement selon les intervenants ;
→ Les pratiques observées à l'étranger sont également fort diverses ;
→ Les reconnaissances de sols sont ▷

souvent peu adaptées à la conception et la mise en œuvre de cette technique. Cette technique nouvelle pouvait donc demeurer mal reconnue, en étant perçue comme ne reposant pas sur une approche scientifique et technique indiscutable.

C'est sur la base de ce constat que le projet de recherche est né, à l'initiative du pôle de compétences Sols de l'IREX, durant l'année 1999.

L'intérêt du projet a pu être démontré fin 2001 au terme d'une étude de faisabilité menée avec le concours d'experts. Cette étude a été complétée en 2002 par un état de l'art, élaboré par Laurent Brianchon, dans le cadre d'un contrat post-doctoral. Cet état de l'art a fait la revue des techniques, mécanismes, expérimentations et approches de dimensionnement constatés à cette date, en France et à l'étranger ; il a permis au groupe d'experts de proposer un programme de R&D, accompagné d'un budget estimé à 2,4 millions d'euros, à réaliser sur une période de 4 ans.

Ces études commandées par la DRAST (MEEDDAT) ont été labellisées par le RGCU en juillet 2004 et le démarrage du projet subventionné par l'État (DRAST), a été effectif début 2005.

La lenteur du mûrissement de ce projet est peut-être regrettable mais ces délais ont permis de bâtir un programme de recherche très précis et axé sur les problèmes à résoudre. Ce projet est tout à fait exemplaire :

→ Pour son partenariat qui rassemble 40 partenaires du monde industriel et universitaire :

- maîtres d'ouvrage (4),
- bureaux d'études et d'ingénierie (7),
- entreprises générales (4) et entreprises spécialisées (15),
- laboratoires ou unités de recherche (8),
- FNTP et FFB ;

→ Par le nombre de thèses engagées (dix au total dont quatre sous forme de contrat CIFRE qui associe un financement État à un financement par l'entreprise d'accueil).

La présidence du projet est assurée

par François Schlosser (expert consultant), assisté d'un vice-président, Olivier Combarieu (expert) et la direction technique par Bruno Simon (Terrasol).

PROGRAMME ET ÉTAT D'AVANCEMENT À MI-PARCOURS

THÈME 1 PLOTS D'ESSAIS EN VRAIE GRANDEUR.

PILOTAGE : LAURENT BRIANCHON (CNAM)

Pour le premier des cinq thèmes que comprend le projet, deux chantiers expérimentaux ont été réalisés :

→ L'un concerne le renforcement sous des dallages sur un terrain à Saint-Ouen-l'Aumône (95), mis à disposition par le Port Autonome de Paris ;

→ L'autre le renforcement sous des remblais sur un terrain à Chelles (77), mis à disposition par le Conseil général de Seine-et-Marne.

Ces plots expérimentaux ont contribué, grâce à une instrumentation très importante, à recueillir de nombreuses indications sur les mécanismes physiques

1- Un système de fondation composite.

2a, b et c- Mesure des tassements par tube inclinométrique horizontal (Saint-Ouen-l'Aumône).

3- Contrainte sur les têtes d'inclusions des plots 2D, 3D et 4D.

4- Tassements absolus à la base du matelas du plot 1D.

5- Tassements différentiels par rapport aux têtes d'inclusions au centre des plots 2D, 3D et 4D.

6- Coupe schématique des plots expérimentaux remblai (Chelles-sur-Marne).

1- A composite foundation system.

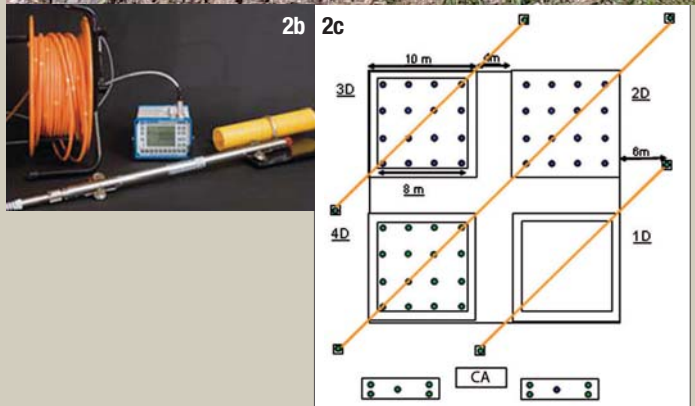
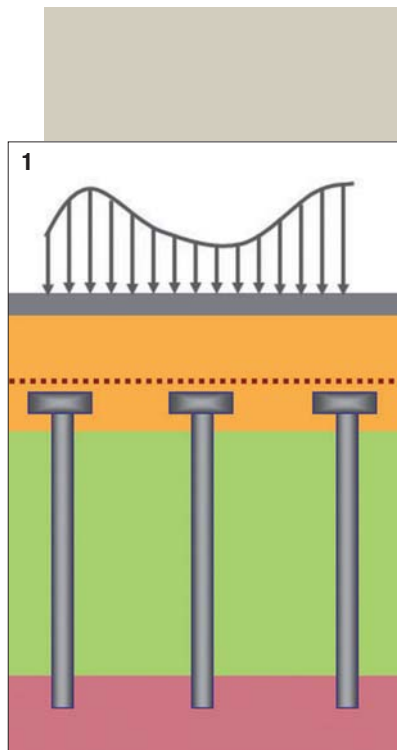
2a, b and c- Measurement of settlement by horizontal clinometric sensor (Saint-Ouen-l'Aumône).

3- Stress on the inclusion heads of sections 2D, 3D and 4D.

4- Absolute settlement at the base of the mattress of section 1D.

5- Differential settlement relative to the inclusion heads in the centre of sections 2D, 3D and 4D.

6- Schematic cross section of backfill experimental sections (Chelles-sur-Marne).



© TERRASOL

du renforcement par inclusions rigides et sur l'évolution des tassements.

Chantier expérimental de Saint-Ouen-l'Aumône (2006)

Ce premier chantier expérimental a permis la réalisation de quatre plots de 10 x 10 m chacun, sur un site compressible en bordure de l'Oise, comportant jusqu'à 10 m d'alluvions et de tourbes.

Le premier plot n'a pas été renforcé pour servir de référence. Les trois autres plots ont été renforcés par des inclusions réalisées tous les 2,5 m, surmontés d'un matelas granulaire de 0,5 m d'épaisseur. Un des plots renforcés est sans dallage, les trois autres incluant un dallage en béton renforcé de fibres métalliques.

Les inclusions ont été réalisées selon deux techniques : avec ou sans refoulement du sol. Le dallage a été chargé par un remblai de 4 m de hauteur, édifié en deux phases successives.

La figure 2 précise l'implantation des plots. Le tassement à la base du matelas granulaire a pu être mesuré par une

sonde inclinométrique déplacée dans des tubes horizontaux, préalablement installés à la base du matelas, et dont les extrémités étaient solidarisées à des points fixes.

La figure 3 compare le transfert de charge en tête des inclusions mesuré grâce à des capteurs de même diamètre. Ce transfert est d'intensité variable selon les plots. Le plot 4D révèle la meilleure efficacité, vraisemblablement due au fait qu'il s'agit d'inclusions forées.

Les mesures sous le plot non renforcé montrent des tassements non uniformes (figure 4) qui témoignent des hétérogénéités du sol de fondation en bordure du fleuve ; le tassement maximum sous ce plot est de 7 cm. Par contraste, le tassement différentiel sous les plots renforcés (figure 5) est beaucoup plus faible : environ 2 cm. Cette réduction par un facteur de 3 à 4 démontre l'efficacité du renforcement.

L'interprétation des données recueillies se poursuit encore à la lumière d'investigations complémentaires fournies par

des pénétromètres statiques réalisés au pourtour des plots.

Chantier expérimental de Chelles (Seine-et-Marne)

Ce deuxième chantier expérimental a permis la réalisation de quatre plots pour observer le comportement de remblais sur inclusions rigides dans le cas d'un sol fortement compressible de 8 à 9 m d'épaisseur.

La figure 6 précise les dispositions testées, notamment pour les trois plots renforcés qui se distinguent par la présence, ou non, d'une couche de répartition granulaire à la base du remblai et l'incorporation dans cette couche d'un renforcement par une nappe de géotextile ou deux nappes de géogrilles.

Le remblai mis en œuvre a une hauteur de 5 m. La figure 7 donne les résultats des mesures de contraintes sur les têtes d'inclusions. On constate que les reports de charge les plus importants sont obtenus sur les plots où une couche de répartition a été mise en œuvre entre le remblai et les inclusions. En

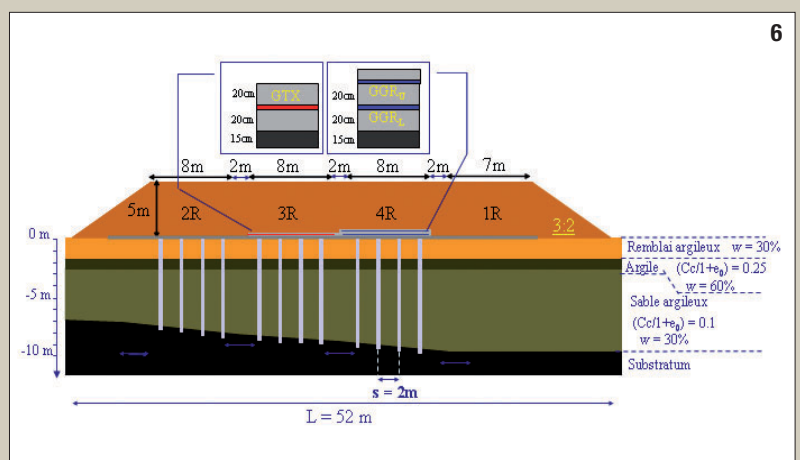
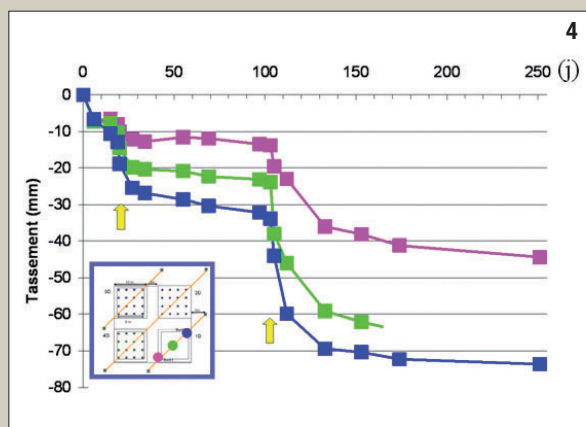
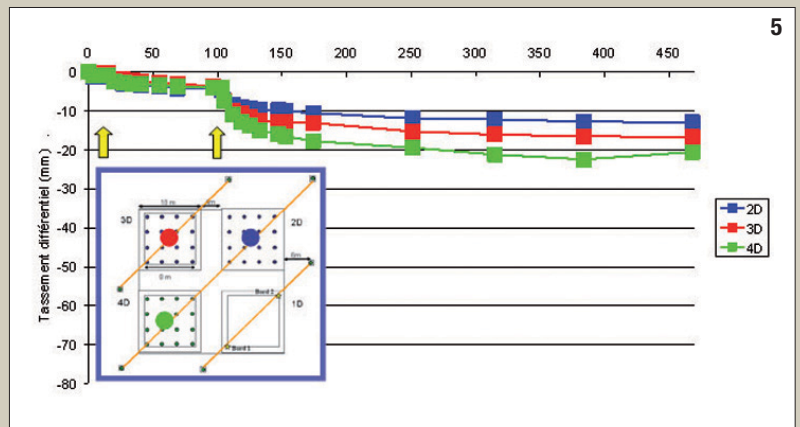
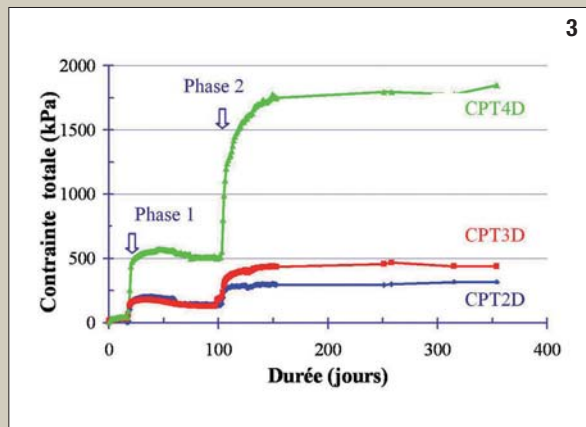
tête d'inclusion du plot 3R, la contrainte atteignait 2,4 MPa.

Cette efficacité du renforcement est confirmée par les mesures de tassement : le tassement qui atteint 28 cm sur le plot non renforcé est réduit sous les plots renforcés à des valeurs comprises entre 2,6 cm et 9 cm.

L'exploitation des données collectées se poursuit également, notamment pour établir par comparaison entre les deux sites, les facteurs distinctifs liés à la présence d'un dallage.

THÈME 2 EXPÉRIMENTATION SUR CHANTIER RÉEL.

PILOTAGE : ÉLISABETH HAZA (CER ROUEN)
Les chantiers expérimentaux sont complétés par des chantiers réels afin d'y collecter des données supplémentaires susceptibles d'éclairer le comportement d'ouvrages variés dans des conditions géotechniques diverses. Un premier exemple est le chantier de la déviation de Chelles où un giratoire sera réalisé sur un remblai de 9 m de



hauteur. Un autre exemple est la rocade autoroutière de Tours qui se développe dans un environnement géotechnique sensible, où il est prévu de réaliser environ 25 000 inclusions représentant un linéaire cumulé de 135 km. L'instrumentation utile au projet a pu être introduite dans les documents du marché grâce à une bonne anticipation et une participation active, à la fois du maître d'ouvrage, le Conseil général d'Indre-et-Loire, et le maître d'œuvre. Cette solution a le mérite de permettre aux entreprises de tenir compte, lors de l'établissement de leur soumission, des contraintes liées à ces expérimentations.

D'autres chantiers sont en cours ; ils comprennent notamment un pont cadre sur la déviation de Reims et une station d'épuration en Normandie.

**THÈME 3
ESSAIS SUR MODÈLES
PHYSIQUES.**

PILOTAGE : LUC THOREL (LCPC NANTES)
Parallèlement aux expérimentations

sur ouvrages réels, un programme de caractérisation des matériaux en laboratoire (sols, matelas granulaire, interfaces sol géogridde) et d'essais sur modèles physiques a été engagé. Les modèles physiques comprennent des essais en chambre d'étalonnage pour une étude paramétrique du transfert de charge et des tassements autour d'une tête d'inclusion et des essais en centrifugeuse où l'on fait varier les propriétés du sol et l'espacement des inclusions. Tous sont conçus pour appliquer, alternativement, des modes de chargements représentatifs d'un remblai ou d'un dallage.

Essais de caractérisation

Ces essais sont destinés à caractériser les sols constituant les modèles physiques et les matelas de répartition utilisés lors des chantiers expérimentaux. Des essais triaxiaux de très gros diamètre (300 mm) ont permis de tester le matériau granulaire mis en œuvre sur les sites de Saint-Ouen et Chelles, sans qu'il soit nécessaire de les écrêter en préalable. Ils ont révélé des angles

de frottement particulièrement élevés (supérieurs à 42°). Les procédures mises en œuvre ont permis de comparer les déterminations du module obtenues à partir des mesures effectuées entre les têtes ou uniquement sur la partie centrale des éprouvettes. Le module de déformation qui s'en déduit est 2 à 3 fois plus élevé que celui obtenu par les mesures usuelles faites entre la tête et la base de l'éprouvette. On a pu ainsi établir que le module du matelas granulaire pouvait atteindre 600 MPa, valeur assurément plus élevée que celles adoptées pour le dimensionnement lorsqu'on ne dispose pas de tels essais.

Ces résultats s'avèrent particulièrement intéressants pour les interprétations à venir.

Chambre d'étalonnage

La figure 8 est une vue de la chambre d'étalonnage destinée à reproduire le comportement du matelas autour d'une tête d'inclusion à l'échelle 1/5.

L'ensemble est noyé dans un mélange de sable et de billes de polystyrène

représentant le sol compressible, lequel est recouvert par un matériau granulaire représentant le matelas de répartition. Deux types de chargements peuvent être appliqués :

→ Avec une baudruche pour réaliser les conditions d'un chargement uniforme (cas du remblai) ;

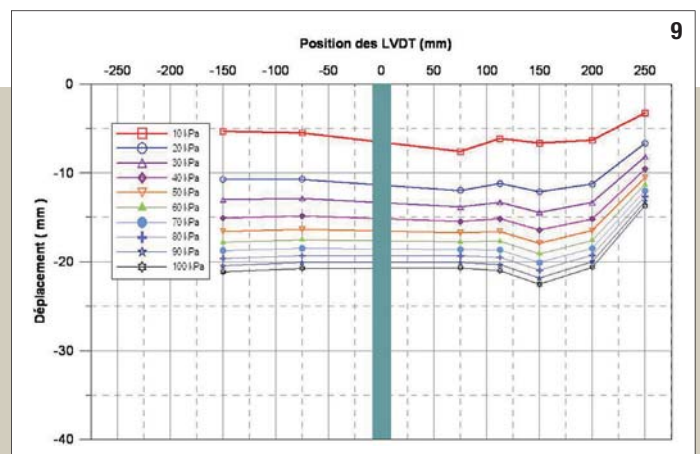
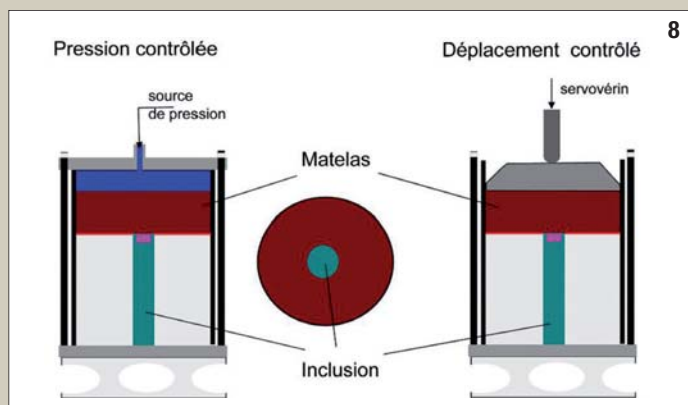
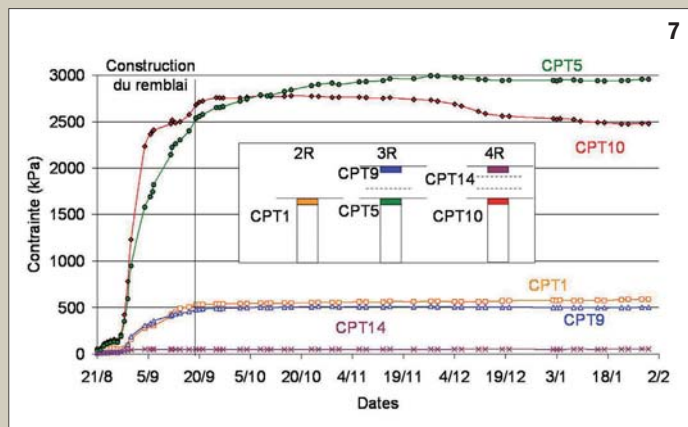
→ Par l'intermédiaire d'un piston pour simuler le chargement par un dallage peu déformable.

La figure 9 donne les tassements mesurés lors d'un premier essai.

Ce tassement est relativement uniforme sur une large surface autour de l'inclusion, constatation qui rejoint celles déjà faites sur les plots expérimentaux à l'échelle 1. Une trentaine d'essais sont prévus, dans lesquels on fera varier l'épaisseur du matelas, sa composition granulométrique et la manière dont le chargement est appliqué.

Centrifugeuse

Des essais sont également menés en centrifugeuse (photo 10) sur des prototypes d'inclusions, à l'échelle 1/28, équipés de trois niveaux de capteurs de



7- Contraintes sous les plots renforcés 2R, 3R et 4R.

8- Principe des essais de chargement en chambre d'étalonnage.

9- Exemple des profils de tassements mesurés autour d'une inclusion dans la chambre d'étalonnage.

10- Vue de la centrifugeuse du LCPC Nantes.

11- Exemple d'évolution des tassements mesurés durant le vol.

12- Modèle FLAC 3D de référence pour renforcement type sous un remblai (INSA Lyon).

13- Distribution des tassements et des contraintes autour de la tête d'inclusion (cas remblai).

14- Modèle FLAC 3D de référence pour renforcement type sous un dallage (INSA Lyon).

7- Stresses under reinforced sections 2R, 3R and 4R.

8- Principle of loading test in calibration chamber.

9- Example of settlement profiles measured around an inclusion in the calibration chamber.

10- View of the LCPC Nantes centrifuge.

11- Example of the evolution of settlement measured during flight.

12- Reference FLAC 3D model for typical strengthening under a backfill (INSA Lyon).

13- Settlement and stress distribution around the inclusion head (case of backfill).

14- Reference FLAC 3D model for typical strengthening under slabbing (INSA Lyon).

force. Ils sont disposés dans un conteneur cylindrique, de diamètre voisin de 1 m, en deux groupes de neuf inclusions dont seul l'espacement varie.

L'ensemble est noyé dans un mélange de kaolin et de sable qui simule le sol compressible et est recouvert par un matériau granulaire représentant le matelas de répartition.

Le dispositif de chargement est analogue à celui décrit pour la chambre d'étalonnage. L'ensemble est installé dans la nacelle de la centrifugeuse qui va permettre d'appliquer une accélération de 28 g, fixée par l'échelle adoptée. Un contrôle des propriétés du sol compressible est effectué durant chaque vol par un pénétromètre statique embarqué.

On observe en centrifugeuse le comportement de deux groupes d'inclusions de diamètre 50 cm, de 10 m de longueur avec des espacements de 2 ou 2,5 m, chargées par l'équivalent de 10 m de remblai.

La figure 11 donne les résultats d'un premier essai en centrifugeuse concer-

nant le tassement en fonction du temps, dans :

→ La zone non renforcée ;

→ La zone renforcée avec la maille la plus large ;

→ Et celle avec la maille la plus serrée. Le temps figuré doit être multiplié par le facteur d'échelle qui est de 28 au carré, soit dans ce cas, un chargement total d'environ huit mois. On note le phénomène de consolidation qui se poursuit durant la durée de l'essai.

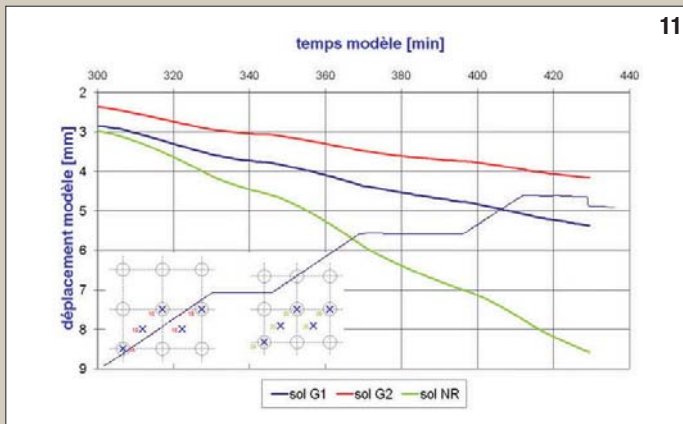
Au total douze conteneurs seront testés. Cette expérimentation, par les mesures qui seront collectées, élargira notablement la base de données des essais en vraie grandeur en vue de l'étude paramétrique.

THÈME 4

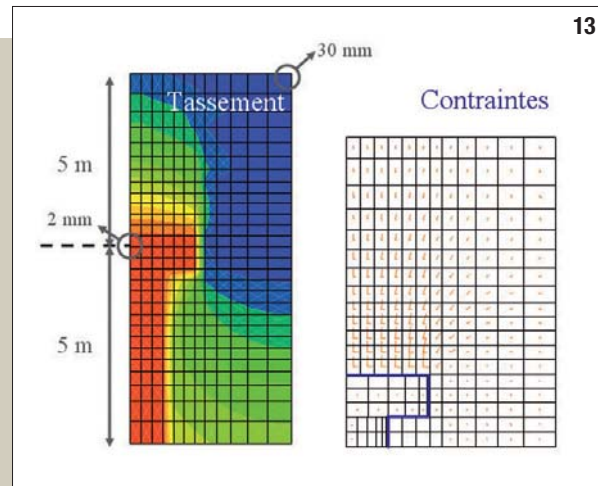
MODÉLISATION NUMÉRIQUE.

PILOTE : DANIEL DIAS (INSA LYON)

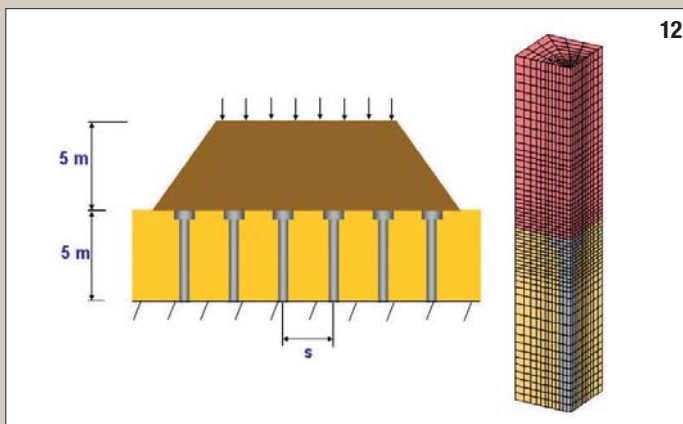
En raison du caractère forcément limité ou partiel des approches expérimentales in situ ou en laboratoire, il est apparu nécessaire de développer des approches numériques qui, cor- ▷



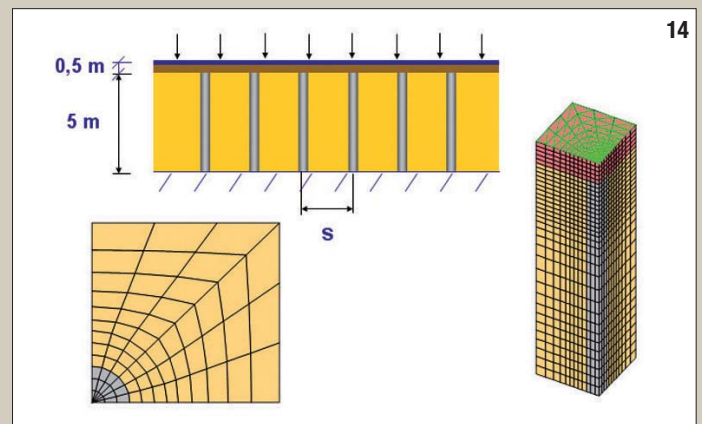
11



13



12



14

rectement validées, permettront à la fois d'améliorer la compréhension des phénomènes et de disposer d'outils de simulation pour étendre la portée des résultats expérimentaux.

Il s'agit de disposer d'outils qui pourraient être utilisés comme :

- Aide à la conception des expérimentations ;
- Méthodes efficaces de dimensionnement ;
- Éléments de base à des modèles simplifiés moins lourds à mettre en œuvre.

Cette modélisation mobilise plusieurs laboratoires de recherche avec des outils numériques différents :

- Modélisation 2D discrète - 2D continue - 3D continue ;
- Modélisation simplifiée multiphasique ;
- Modélisation par éléments discrets 3D.

Méthode par différences finies appliquée à un modèle 3D

Cette méthode a été utilisée pour une étude paramétrique préliminaire con-

crée d'une part au cas d'un remblai sur pieux, et d'autre part au cas d'un dallage. Les géométries et valeurs des paramètres ont été choisies en référence à celles des ouvrages courants. Chaque modèle est limité à celui d'une maille élémentaire.

Le logiciel utilisé est FLAC 3D. Les modèles obtenus sont relativement importants avec plus de 4 000 zones dans le cas du remblai et de 25 100 zones pour celui du dallage. Ce sont des calculs relativement lourds à mener (plus de 5 heures de calcul dans le premier cas, malgré l'absence d'interface) et dont la préparation des données et le dépouillement des résultats sont particulièrement complexes.

Les figures 12 et 13 concernent le cas du remblai où les inclusions sont coiffées de dalles dont la surface atteint 12 % de la surface de la maille. Le tassement qui aurait été de l'ordre de 1 m sans renforcement est considérablement réduit puisqu'il ne dépasse pas 2 cm ; on observe, dans le plan horizontal en tête d'inclusion, qu'il varie

« **LES APPROCHES NUMÉRIQUES VALIDÉES PERMETTRONT D'AMÉLIORER LA COMPRÉHENSION DES PHÉNOMÈNES ET DE DISPOSER D'OUTILS DE SIMULATION POUR ÉTENDRE LA PORTÉE DES RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX** »

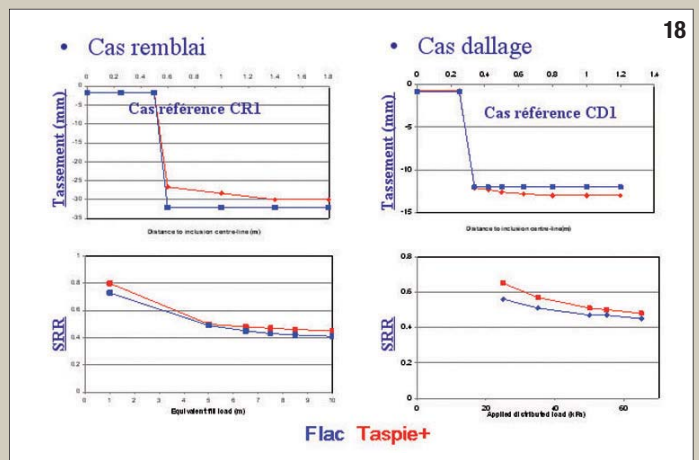
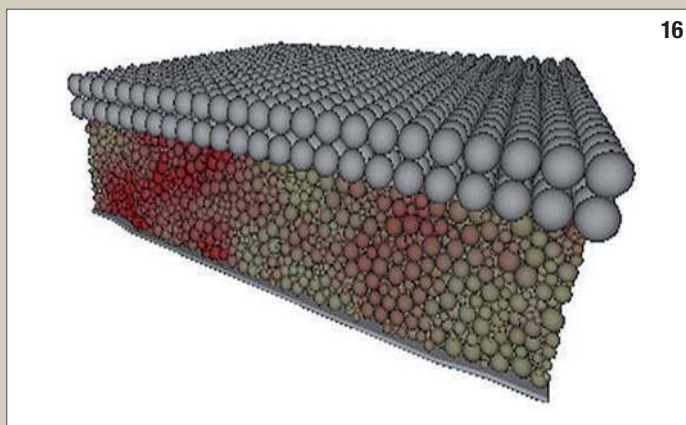
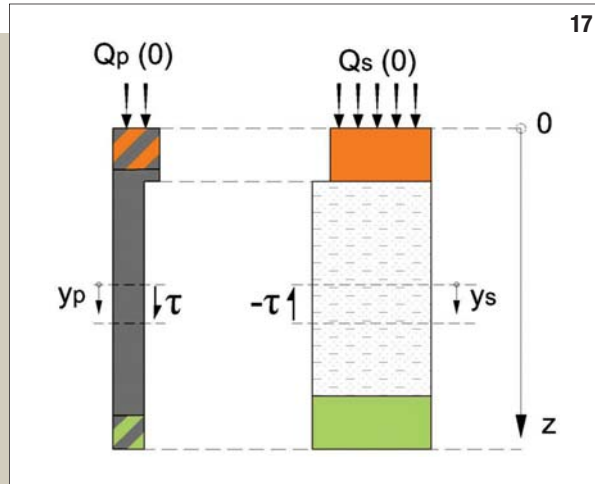
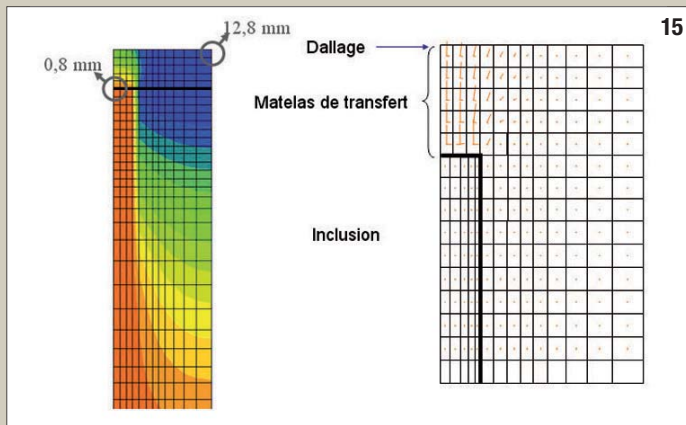
très fortement puis devient uniforme confirmant les résultats constatés sur les ouvrages réels. L'examen du champ des contraintes révèle la création d'une voûte au sein du remblai s'appuyant sur les têtes d'inclusion.

Au total, plus d'une quinzaine de configurations différentes ont pu être comparées.

Par contraste avec le cas précédent, le dallage sur sol renforcé représenté par la figure 14 est caractérisé par un taux de couverture égal à 3 % seulement de la surface totale.

On voit sur la figure 15 que les efforts transmis par la dalle transitent presque verticalement sur les têtes d'inclusions, sans rotation des contraintes principales. La résistance en flexion du dallage est donc essentielle pour assurer ce report des charges à l'aplomb des inclusions.

L'expérience montre que c'est effectivement possible avec des dallages non armés d'épaisseur comprise entre 15 et 30 cm si les charges demeurent faibles (20 à 30 kPa), ou avec des dal-



lages renforcés (par exemple de fibres métalliques) pour des charges plus importantes.

Modèle 3D discret développé à l'Université de Grenoble

Parmi les différents outils de modélisation numérique auxquels le projet a recours, il faut signaler les modèles discrets 3D développés à l'Université de Grenoble.

Dans cet outil, le matelas est modélisé par un empilement de sphères accolées 2 à 2 (« clusters ») comme on le voit sur la figure 16.

Ces éléments discrets peuvent glisser les uns sur les autres. La résolution des équations exprimant les conditions de contact fournit les déplacements de chacun des éléments d'où résulte le comportement en grand de l'empilement.

Les paramètres des lois de contact, ainsi que la taille et la répartition des éléments, sont calibrés pour représenter un comportement analogue à celui du sol granulaire constituant le matelas.

Ces calculs sont très lourds puisqu'ils

exigent généralement cinq à six jours de temps de machine, ce qui les réserve à des approches fondamentales qui s'avèrent aptes à éclairer les phénomènes en cause. Ce sont les seuls capables de simuler les déplacements importants avec migration des contacts qui sont observés autour des arêtes des inclusions.

Une approche analytique : Foxta (Taspie+)

La modélisation numérique s'attache également à développer des outils simples pour le projet d'ouvrages courants. Le modèle numérique Foxta (Taspie+) schématisé par la figure 17 est développé en traitant simultanément les équations d'équilibre propres à l'inclusion d'une part, et au sol entre les inclusions, d'autre part.

Moyennant quelques hypothèses simplificatrices, on obtient un système d'équations qui peut être résolu de manière itérative pour établir la distribution des tassements et des efforts dans le sol et dans les inclusions à tout niveau.

Cette approche a été développée par

Terrasol sous la forme d'un module spécifique intégré à un logiciel existant. Ces calculs peuvent être réalisés sur n'importe quel ordinateur en moins d'une minute après introduction des données.

Les résultats obtenus par l'approche simplifiée ont été comparés à ceux des calculs de référence constitués par les calculs FLAC 3D décrits précédemment.

La figure 18 compare, à gauche, les tassements obtenus par les deux approches, et à droite, les taux de réduction des contraintes. La comparaison s'avère encourageante et fait augurer l'intérêt de la méthode pour le dimensionnement des projets ordinaires.

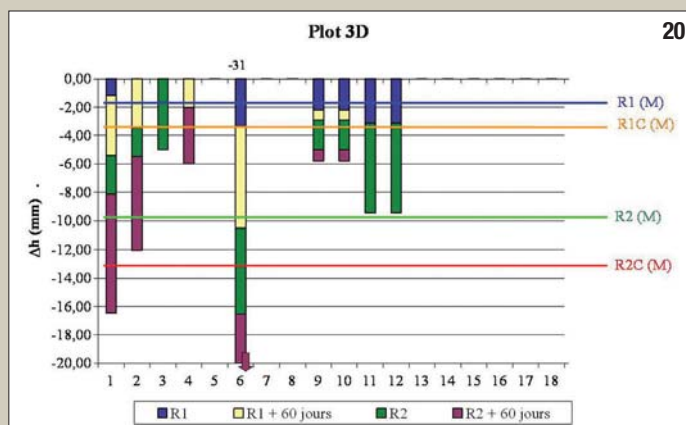
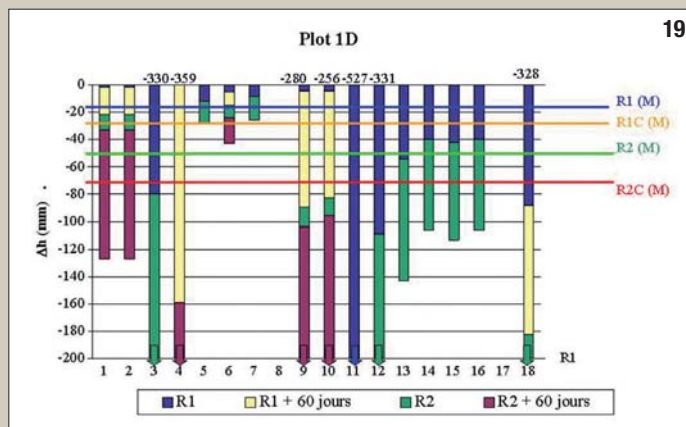
BENCHMARK SUR LES CHANTIERS EXPÉRIMENTAUX

Pour juger de la capacité des modèles numériques utilisés à ce jour à prédire le comportement et les tassements des ouvrages sur sol renforcé par inclusions rigides, il a été décidé d'organiser entre les partenaires du projet un concours de prévision à l'aveugle (Benchmark) sur les chantiers expérimentaux de Saint-Ouen-l'Aumône et de Chelles.

Seules les données de sol, les détails géométriques des plots et les résultats des essais de chargement sur des inclusions isolées, étaient fournis aux participants.

Le concours de prévision concernant le site de Saint-Ouen-l'Aumône s'est déroulé début 2007 et a suscité dix-huit réponses provenant de huit organismes différents. Celles-ci s'appuyaient sur un large éventail de modèles numériques allant des modèles analytiques les plus simples aux modèles 3D continus ou par éléments discrets.

Pour la prédiction pour le plot 1D non renforcé (figure 19), la dispersion de réponses par rapport aux valeurs expérimentales matérialisée par les lignes horizontales en couleur qui correspondent aux dates successives, est des plus éloquentes. Cette constatation reflète la difficulté de modéliser les conditions de sol naturel (à proximité d'une rivière), ▷



15- Distribution des tassements et des contraintes autour de la tête d'inclusion (cas dallage).

16- Vue du modèle 3D discret (laboratoire 3S-R, Grenoble).

17- Principe du modèle simplifié Taspie+ (Terrasol).

18- Comparaison des modèles FLAC 3D et Taspie+ pour les cas de référence remblai ou dallage.

19- Éventail des réponses au benchmark concernant le tassement du plot 1D (Saint-Ouen).

20- Éventail des réponses au benchmark concernant le tassement du plot 3D (Saint-Ouen).

15- Settlement and stress distribution around the inclusion head (case of slabbing).

16- View of the discrete 3D model (3S-R laboratory, Grenoble).

17- Principle of the Taspie+ simplified model (Terrasol).

18- Comparison of the FLAC 3D and Taspie+ models for the backfill and slabbing reference cases.

19- Range of responses to the benchmark concerning settlement for section 1D (Saint-Ouen).

20- Range of responses to the benchmark concerning settlement for section 3D (Saint-Ouen).

LES PARTICIPANTS (PAR ORDRE D'ADHÉSION)

- FNTF
- FFB
- TERRASOL
- BOTTE SONDAGES
- INCLUSOL
- RINCENT BTP
- DURMEYER
- ENPC
- MÉNARD SOLTRAITEMENT
- EGIS
- KELLER FONDATIONS SPÉCIALES
- PINTO
- BOTTE FONDATIONS
- CNAM
- INSA LYON
- GTS
- INERIS
- BIDIM GÉOSYNTHÉTIQUES
- CERMES
- ESTP
- QUILLE
- SPIE FONDATIONS
- L3S-R, UNIVERSITÉ J. FOURIER GRENOBLE
- BALINEAU
- FONDASOL
- SNCF
- PIEUX OUEST
- SOLÉTANCHE BACHY
- PORT AUTONOME DU HAVRE
- ICE
- EIFFAGE CONSTRUCTION
- LCPC
- RFF
- SAIPEM
- GTM
- BOUYGUES TP
- ANTEA
- FAYAT
- EDF SEPTEN
- GRANGER FONDATIONS

à partir des données de sondages ponctuels qui, de surcroît, n'avaient pas pu être implantés aux emplacements les mieux appropriés. Ce constat a justifié des investigations complémentaires réalisées fin 2007 afin de préciser les conditions rencontrées au pourtour des plots. Celles-ci ont mis en lumière les variations d'épaisseur des sols compressibles qui devaient être prises en compte pour interpréter correctement les résultats des mesures.

Par contre, la dispersion des réponses est nettement plus faible, mais encore significative, lorsqu'il s'agit d'estimer le tassement des plots renforcés comme le montre la figure 20 pour le plot 3D où l'efficacité a été la meilleure. Tous les participants ont prévu que le tassement maximal ne dépasserait pas 2,5 cm ; pour tous, le projet de renforcement mis en œuvre satisfaisait donc les critères usuels de service.

Le concours de prévision relatif à l'expérimentation de Chelles, organisé de manière comparable début 2008, a reçu huit réponses.

Les éléments recueillis lors de ces deux concours constituent une référence particulièrement utile pour juger de la validité des différentes approches et également identifier les facteurs clés qui contrôlent le comportement de ce type d'ouvrages. Ce travail de dépouillement et de synthèse se poursuit pour intégrer également les observations réunies sur les ouvrages réels, les résultats des essais réalisés sur modèles physiques.

GUIDE TECHNIQUE

La synthèse de tous les travaux réalisés sera mise à profit pour rédiger des recommandations, objet d'un guide pratique destiné essentiellement aux concepteurs, entreprises et contrôleurs amenés à utiliser cette technique.

Le sommaire de ce guide, arrêté il faut le souligner dès le démarrage du projet, comprendra six chapitres :

- Description de la technologie et son développement ;
- Mécanismes de fonctionnement d'un groupe d'inclusions rigides ;
- Conception et dimensionnement ;

- Reconnaissances préalables ;
- Modalités d'exécution ;
- Contrôles.

Pour chaque chapitre, un groupe de travail, réunissant des experts du champ considéré, a été constitué. Toutes les données expérimentales ou issues des modélisations y seront exploitées pour

étayer les recommandations.

Ce guide, qui sera édité en 2010 après achèvement du projet, permettra de conforter le choix de cette technique en France, mais également à l'exportation, où nos entreprises pourront faire valoir les avancées apportées par ce projet. □

ABSTRACT

NATIONAL RESEARCH AND DEVELOPMENT PROJECT. SOIL IMPROVEMENT WITH RIGID VERTICAL INCLUSIONS

BRUNO SIMON, ASIRI, TERRASOL

The ASIRI cooperative research project is a good example of applied research initiated by the building industry and academic partners to support the development of an innovative foundation concept:

the reinforcement of soil using pile-like inclusions. The project, managed by IREX, was developed through a combination of public funding, support from the construction industry federations and the strong motivation shared by all its partners. The 4-year research and experiment programme defined in detail at the feasibility study stage is moving forward in line with the proposed budget. The project will benefit from the wide range of experimental data which is being collected through monitoring of experimental and real-world projects, from the study of load transfer mechanisms by means of physical models (calibration chamber, centrifuge facility), and from review and evaluation of numerical models applicable to these works. The recommendations that will be published in 2010 based on these original results should serve as a reference guide for this technique. □

PROYECTO NACIONAL DE INVESTIGACIÓN Y DESARROLLO MEJORA DE LOS SUELOS MEDIANTE INCLUSIONES VERTICALES RÍGIDAS

BRUNO SIMON, ASIRI, TERRASOL

El Proyecto nacional ASIRI ofrece un ejemplo significativo de una acción de investigación aplicada llevada a cabo por iniciativa de los protagonistas del sector de la construcción o universitarios para acompañar el desarrollo de una técnica innovadora de cimientos:

la consolidación de los suelos mediante inclusiones rígidas. Esta acción pilotada por el IREX ha podido elaborarse combinando el apoyo financiero del Estado, la asistencia financiera de las federaciones profesionales y la motivación de todos los socios comprometidos en este proyecto. El programa de las experimentaciones y acciones que cabe ejecutar para un período de 4 años, detallado a partir del estudio de viabilidad prosigue su curso según el respeto del presupuesto propuesto. Este programa permite la compilación de las observaciones en obras experimentales y obras reales, estudiar diversos mecanismos específicos acorde a diversos modelos físicos (cámara de calibración o centrifugadora) y evaluar los modelos digitales aplicables a estas obras. El aprovechamiento y la síntesis de todos estos resultados originales permitirán conferir al manual de recomendaciones que se publicará en 2010, el estatuto de referencial. □

BARRAGE DU LAOUZAS (TARN) : STABILISATION DE LA FONDATION ROCHEUSE

AUTEUR : PHILIPPE MERCIER, INGÉNIEUR D'AFFAIRES AU SERVICE INJECTIONS DE SPIE FONDATIONS

DANS LE CADRE DU RENFORCEMENT DES FONDATIONS DU BARRAGE DU LAOUZAS, SPIE FONDATIONS EST INTERVENUE DANS LA MISE EN PRÉCONTRAINTE DU ROCHER SOUTENANT L'OUVRAGE.

ELLE A AINSI INSTALLÉ DES TIRANTS SPÉCIAUX DEVANT RÉPONDRE À DES SOLlicitATIONS PEU COMMUNES.

UN TYPE DE CONSTRUCTION « VIVANT » ET PARTICULIÈREMENT SURVEILLÉ

Le barrage est situé dans les monts de Lacaune, dans la vallée de l'Orb à la pointe du Tarn, région Midi-Pyrénées (figure 2). Formant le lac artificiel du Laouzas (altitude 790 m, profondeur 40 m) sur la Vèbre, il est implanté sur la commune de Nages, à proximité de La Salvetat-sur-Agout. Construit par EDF entre 1961 et 1965, il alimente la centrale hydroélectrique de Montahut

(Hérault) gérée par le Groupe d'Exploitation Hydraulique Tarn-Agout, et régule la rivière.

C'est un barrage de type voûte à double courbure, dont la hauteur est voisine de 50 m (figures 3 et 4). Il s'appuie sur une structure géologique constituée de zones de granite homogènes, de migmatites et de roches métamorphiques de type gneiss (valeur de module évaluée à 5 500 MPa). Le rocher de fondation, dur et abrasif, est sain mais présente des fractures.

Les barrages sont conçus pour résister à des pressions hydrostatiques élevées. Par précaution, les exploitants exercent une surveillance serrée de ces ouvrages car ces sollicitations peuvent varier chaque jour, voire d'heure en heure.

MISE EN PRÉCONTRAINTE D'UNE TRANCHE DE ROCHER

L'objet des travaux est de renforcer les fondations en enserrant le granite situé au pied aval du barrage. Spie batignolles Technologies a installé à cet

effet deux poutres en béton armé de répartition, mises en compression par des tirants d'ancrage post-tendus réalisés par Spie Fondations (photo 5). Les études de projet ont été conduites par les services d'EDF Centre d'Ingénierie Hydraulique, les études d'exécution et le dimensionnement des tirants ont été menés par les bureaux d'études intégrés de Spie Batignolles technologies et de Spie fondations. Sur le terrain, une dizaine de personnes ont assuré les opérations (photo 6).



SPÉCIFICITÉS DU BARRAGE

TYPE : Voûte

HAUTEUR / LIT RIVIÈRE : 48,00 m

HAUTEUR / FONDATION : 52,60 m

LONGUEUR EN CRÊTE : 295 m

VOLUME DU RÉSERVOIR : 45 hm³

VIDANGE : 1 vanne à jet creux

EVACUATION DES CRUES :

3 vannes segments de surface



2 POUTRES EN BÉTON ARMÉ DE RÉPARTITION D'EFFORT

Elles mesurent 26 m de long et sont équipées notamment :

- Dans les parties amont et aval, de caniveaux destinés au drainage (avec équipements afférents) qui hébergent des réservations de 200 mm de diamètre. Celles-ci sont destinées au forage de 15 drains courts (longueur de 6 m dans le rocher) et 8 drains longs (longueur de 27 m dans le rocher) exécutés par Spie Fondations au marteau fond de trou en diamètre 115 mm. Elles permettent aussi la mise en place d'appareils d'auscultation et des capteurs : 9 cellules de mesure de pression interstitielle et 2 distancemètres en forage de 27 m de longueur, également réalisés par Spie Fondations au carottier double en diamètre 102 mm ;
- De deux bacs de mesure des débits de fuite et de drainage, en rive droite et en rive gauche de la rivière ;
- D'une ligne de tirants d'ancrages post-tendus, en position centrale de la poutre, et situés dans des réservations ad hoc ;
- De réservations intercalées entre les tirants post-tendus, utilisables pour un éventuel équipement ultérieur ;

→ D'un local de télé-auscultation en partie centrale ;

→ Des organes d'évacuation du débit réservé réglementaire.

Une protection contre l'affouillement est mise en place à l'aval immédiat des poutres. Les systèmes de collecte des débits de fuite et de drainage équipant les poutres sont raccordés aux équipements et aménagements existants.

10 TIRANTS D'ANCRAGE DÉFINITIFS D'EXCEPTION

Disposés au pied aval du barrage (devant les plots béton 1 et 2), les tirants sont dimensionnés pour une traction de service maximale théorique égale à 4 000 kN. Mais ils sont tendus à une valeur de traction de service effective de 3 000 kN afin de conserver une marge de manoeuvre au cas où il faudrait ultérieurement augmenter cette tension.

Les tirants sont constitués de 27 torons T15.7 munis d'une protection P2 et équipés dans un forage de diamètre 250 mm.

La longueur libre des tirants post-tendus, mesurée entre le niveau supérieur de la zone de scellement et la plaque de répartition d'efforts, est de 15 m. Leur longueur scellée de 12 m, a été

déterminée sur la base d'une valeur de frottement latéral unitaire égale à 1 000 kPa et confirmée en réalisant, sur site, deux tirants d'essai préalables.

Lors du déversement du barrage et de la vidange de fond par la vanne à jet creux, les têtes de tirants d'ancrage seront soumises aux impacts de lames d'eau et de corps flottants. Afin de les protéger contre ces chocs, elles ont été engravées dans des réservations munies de trappes étanches et protégées par des capots hors normes spécifiquement étudiés (figure 7).

Chacun des tirants d'ancrage est muni d'un capteur de mesure de tension intégré sous ce capot (figure 7 et photo 8). Ces cellules de contrôle, à corde vibrante et lecture déportée vers le local de téléauscultation, sont combinées à des têtes pouvant être remises en tension. Celles-ci permettront d'ajuster la tension de service des tirants (relâchement ou accroissement) en fonction de l'évolution des données relevées par les différentes instrumentations permettant l'auscultation du barrage.

ESSAIS PRÉALABLES DE TIRANTS À 614 TONNES

Ils ont été exécutés conformément

aux recommandations du TA95 et de la norme NFP 94-153. Ils avaient pour but de :

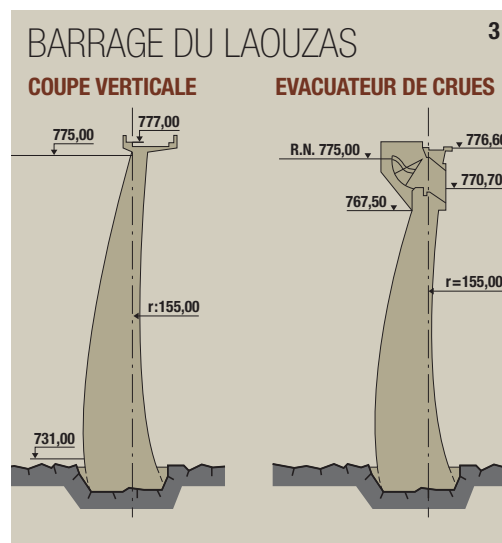
→ Valider la procédure d'exécution en vérifiant que les moyens mis en œuvre (notamment en termes de technique de forage et d'injection) permettaient la réalisation correcte des tirants ;

→ Définir les caractéristiques des tirants de l'ouvrage, par la détermination de la valeur du frottement latéral unitaire limite et de la traction de service à retenir dans l'horizon de scellement (granite et migmatites).

Deux tirants d'essais (ME1 et ME2) ont été réalisés par Spie Fondations sur la rive gauche, à 20 m du pied aval du barrage. Ils ont été exécutés à l'aide de la foreuse KLEMM 804, avec des câbles de type 27T15.7 et scellés sur 5 m dans l'horizon rocheux d'ancrage des tirants de l'ouvrage.

→ Mise en œuvre des tirants

Le forage a été effectué avec la technique du marteau fond de trou (à l'air) jusqu'à 22 m de profondeur pour le tirant ME1 et 27 m pour le ME2. Afin d'éviter de potentielles venues d'eau sous pression par les fractures du rocher, le forage a d'abord été effectué en diamètre 115 mm, par passes ▷



1- Vue générale du barrage du Laouzas dans le Tarn.

2- Situation du chantier.

3- Coupes du barrage.

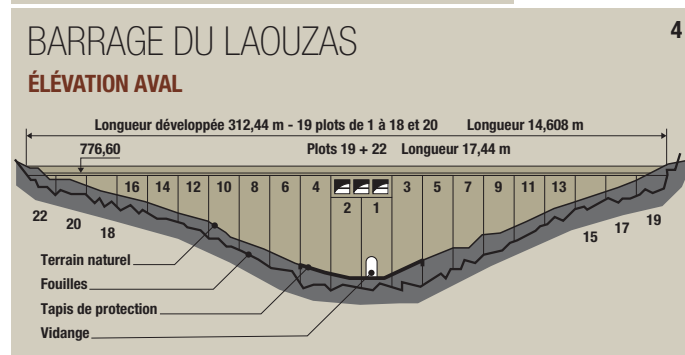
4- Élévation du barrage.

1- General view of Laouzas dam in the Tarn region.

2- Site location.

3- Cross sections of the dam.

4- Elevation view of the dam.



© SPIE BATHIGNOLLES

BATHIGNOLLES



5



6



8

descendantes, avec essais d'eau et injections préalables du rocher (conformément à la norme NF EN 1537). Puis le tirant a été reforé en diamètre 250 mm, équipé à la grue des 27 torons T15.7 protégés P2 fabriqués in situ (photos 9 et 10), et scellé au coulis à 1 200 kg de ciment par m³.

→ Essais de traction

Les essais se sont déroulés au minimum une semaine après la mise en œuvre des tirants. Le principe consiste à appliquer un effort de traction par paliers égaux d'élasticité et de temps. La limite de rupture de scellement de chaque tirant n'a pas été atteinte jusqu'à la traction d'épreuve 614 T (soit 90% de la capacité élastique des torons en acier).

Compte tenu du caractère très spécifique de ces tirants, nous avons retenu le dimensionnement initial et conservé une longueur unitaire de scellement de 12 ml pour 400 t en service. Disposer d'un coefficient de sécurité supplémentaire permettait en effet de s'affranchir des risques inhérents à l'hétérogénéité potentielle du rocher, aux venues d'eau possibles, à la charge unitaire exceptionnelle de ces tirants et aux contraintes du site.

EXÉCUTION DES TIRANTS DÉFINITIFS

Ils ont été exécutés selon le mode opératoire éprouvé lors des essais préalables. Le forage des tirants s'est donc fait par étapes avec une alternance de perforation, d'essais d'eau, d'injections de coulis jusqu'à obtention du résultat voulu.

5- Vue sur les travaux de construction de la poutre de répartition et des tirants d'ancrage.

6- Installation du chantier : les installations fixes étaient placées en hauteur pour parer aux éventuelles procédures de crue, un batardeau a permis la création d'une fosse empêchant la pollution de la rivière par l'activité du chantier.

7- Plan de détail des têtes des tirants.

8- Tête de tirant avec cellule de charge à lecture déportée.

9- Banc de fabrication des tirants d'essai.

10- Forage du tirant d'essai au marteau fond de trou.

11- Installation du vérin de mise en tension sur le tirant.

5- View of construction work on the distribution beam and anchor ties.

6- Site facilities: Fixed facilities were located at a height for protection against any floods, and a cofferdam made it possible to execute a ditch preventing pollution of the river by the construction site's activity.

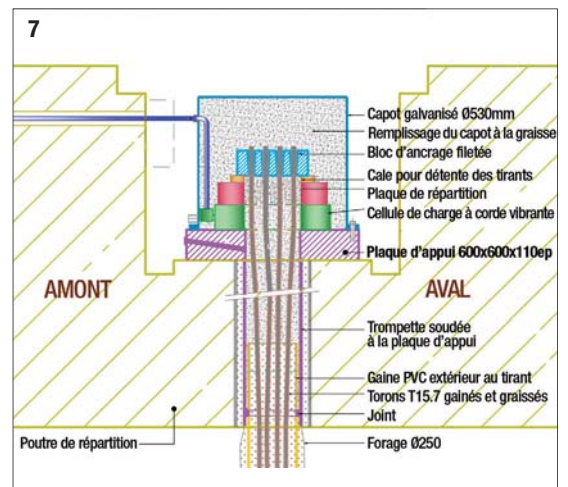
7- Detail drawing of tie-anchor heads.

8- Tie anchor head with a remote-reading load cell.

9- Bench for production of test tie anchors.

10- Drilling for the test tie anchor by down-the-hole drill.

11- Installation of the tensioning jack on the tie anchor.



Tous les paramètres étaient enregistrés dans un rapport, et les opérations de contrôle ont eu lieu tout au long du chantier, notamment lors des étapes d'injection. Ces dernières étaient, en effet, particulièrement délicates : → D'une part, en raison de la proximité du réseau de drainage du barrage et des appareils d'auscultation, l'injection de la zone scellée des tirants a dû être effectuée à faible pression ;

→ D'autre part, injecter suffisamment de coulis pour assurer l'ancrage des tirants de forte capacité comportait le risque de colmater les fissures. Ceci pouvait créer un bouchon modifiant les pressions hydrostatiques en pied du barrage. Il fallait donc continuellement maîtriser les quantités de coulis mises en place. La surveillance par EDF des piézomètres donnait l'évolution des pressions en question.

La mise en tension des tirants (photo 11) a été effectuée après un séchage minimum de 7 jours du coulis de scellement et surtout après la mise en œuvre de l'instrumentation (drains, piézomètres, distancemètres, plot de nivellement...). Elle a été méthodiquement menée par les techniciens de Spie Fondations, selon un phasage précis, afin d'harmoniser la sollicitation des poutres de répartition et du rocher. Deux essais de contrôle ont également été réalisés.

DES TRAVAUX MENÉS À BIEN DANS DES CONDITIONS DIFFICILES

D'abord, la nature de l'ouvrage, sur lequel Spie Fondations intervenait, imposait de lourdes contraintes et risques. Les opérations ne devaient pas interrompre le rejet du débit réservé à l'aval du barrage, ses éventuelles déri-



© SPIE BATIGNOLLES

vations temporaires étant rigoureusement réglementées.

De plus, le barrage servant de régulateur à la Vèbre, une procédure de gestion de crue pouvait intervenir à n'importe quel moment, sans possibilité d'anticipation et avec obligation d'évacuer immédiatement le chantier (deux alertes ont été déclenchées durant le chantier).

Puis, le chantier s'est déroulé en hiver, période où habituellement les pressions hydrostatiques sont déjà élevées, accroissant la difficulté des phases d'injection. Par ailleurs, les intempéries liées à cette saison, couplées au manque de place, ne permettaient pas de fabriquer les tirants in situ et ont conduit Spie fondations à faire le choix de tirants préfabriqués par DSI et livrés sur enrouleurs protecteurs.

MISE EN SERVICE ET SUIVI

Le système de renforcement du pied aval est maintenant en place et effectif : les tirants sont tendus à 300 T.

Nous sommes entrés dans la phase d'auscultation des différentes instrumentations (piézomètres, nivellement, distancemètres en forage, débits des drains...). En effet, les données relevées au cours de l'actuelle remontée

du niveau d'eau de la retenue et l'évolution des mesures durant les différentes saisons, indiqueront un éventuel ajustement de la tension des tirants qui s'avérerait nécessaire pour adapter la contrainte du rocher à la vie du barrage. Spie Fondations participera à cette maintenance pendant un an en effectuant un relevé mensuel de la tension de chaque tirant. □

PLANNING DES TRAVAUX

TIRANT D'ESSAI : du 27 octobre au 14 novembre 2008

TIRANTS DÉFINITIFS : du 12 janvier au 12 février 2009

DISTANCÈMÈTRES ET PIÉZOMÈTRES : du 11 février au 26 février 2009

DRAINS : du 2 au 11 mars 2009

PRINCIPAUX INTERVENANTS

MAÎTRE D'OUVRAGE

EDF GEH (Groupe d'Exploitation Hydraulique) Tarn-Agout

MAÎTRE D'ŒUVRE

EDF CIH (Centre d'Ingénierie Hydraulique) Toulouse

ENTREPRISE GÉNÉRALE

Spie batignolles Technologies

TIRANTS D'ANCRAGES, DRAINS, DISTANCÈMÈTRES, PIÉZOMÈTRES

Spie Fondations : Yann ALEXANDRE (chargé de travaux), Tony HELLEY (chargé de chantier), François LOUVEL (responsable des études), Philippe MERCIER (responsable d'affaire).

ABSTRACT

LAOUZAS DAM (TARN REGION): STABILISATION OF THE ROCK FOUNDATION

PHILIPPE MERCIER, SPIE

As part of strengthening work on the foundations of Laouzas dam (Tarn region), Spie Fondations took part in prestressing of a rock section supporting the structure. The purpose of the work is to strengthen the foundations by hemming in the granite located at the downstream base of the dam. For this purpose, Spie Batignolles Technologies installed two reinforced concrete distribution beams subjected to compressive stress by post-tensioned anchor ties produced by Spie Fondations. Design engineering was carried out by their respective integrated engineering offices. In the field, about ten people carried out the operations. □

EMBALSE DE LE LAOUZAS (TARN): ESTABILIZACIÓN DEL CIMIENTO ROCOSO

PHILIPPE MERCIER, SPIE

Actuando en el marco de la consolidación de los cimientos del embalse de Le Laouzas (Tarn), Spie Fondations interviene para la puesta en pretensado de una zanja de roca que sostiene la obra. El objetivo de los trabajos consiste en reforzar las cimentaciones encerrando el granito ubicado al pié de aguas abajo de la presa. Spie batignolles Technologies ha instalado para esta finalidad dos vigas de hormigón armado de reparto puestas en compresión por tirantes de anclaje post-tendidos ejecutados por Spie Fondations. Los estudios se llevaron a cabo por las respectivas oficinas de ingeniería integradas. Sobre el terreno, unas diez personas ha realizado las operaciones. □