

Zeitschrift: Ingénieurs et architectes suisses

Band: 126 (2000)

Heft: 17

Artikel: Applications du jet-grouting en Suisse romande: synthèse de quinze ans d'expérience

Autor: Oboni, Franco

DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-81514>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 29.03.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

Applications du **Jet-Grouting** en Suisse romande: synthèse de quinze ans d'expérience

Le *Jet-Grouting* ou *Jetting* a été mis au point au Japon dans les années 60 afin de renforcer des terrains de faible portance au moyen d'inclusions de mélange coulis-sol. La technique a été ensuite développée en Europe et en Amérique du Sud, où tant les fournisseurs d'équipement que les entreprises ont reconnu les marchés potentiels s'ouvrant à cette solution novatrice. La capacité à traiter les sols lâches, le faible usage d'acier de renforcement et l'économie d'agrégats souvent onéreux ont fait du *Jet-Grouting* une arme de choix dans l'arsenal des entreprises. De plus, les machines nécessaires à ses applications sont petites, légères et peu bruyantes. Initialement exploité pour réaliser des éléments de fondation ou de reprise en sous-œuvre, le procédé a ensuite été étendu à des utilisations en flexion (avec armature) ou en tant que tirant passif, voire en remplacement des injections classiques pour des tirants précontraints. Après un bref rappel de l'histoire de cette technique, le présent article en illustre les applications majeures, complétées par des résultats d'essais et l'évocation des vices observés. Enfin, une formulation simplifiée pour la résistance ultime d'un ancrage *jetting* est proposée.

1. APERÇU HISTORIQUE

Dès le milieu des années soixante, le japonais Nakanishi développa la « méthode CCP », précurseur des techniques actuelles de *Jet-Grouting* [1]¹, pour surmonter les difficultés inhérentes aux procédures classiques de traitement au coulis de sols tels que les sables fins et les limons. Le *Jet-Grouting* permet le mélange *in situ* du sol et d'un coulis de ciment au moyen d'une injection d'un ou de plusieurs fluides, effectuée en remontant et à haute pression, pour obtenir une inclusion de renforcement de forme pseudo-cylindrique. Durant le processus, le sol est déstructuré sous l'effet du jet à haute énergie cinétique (haute vitesse) de coulis de ciment, couplé à d'éventuels fluides supplémentaires. Une portion du sol est

¹ Les chiffres entre crochets renvoient aux références abrégées en fin d'article.

extraite à travers l'espace annulaire ménagé autour des tiges de forage et le résidu mélangé avec le coulis. Des jets d'eau verticaux (ou parfois horizontaux) à haute vitesse assurent l'excavation du sol lors du forage [2]. Quant à la tige de forage, elle peut être équipée d'un outil pour traverser les strates dures, les blocs ou autres obstacles. La foreuse, le système de pompes et conduites de fluide à haute pression, la station de mélange et les silos de matériaux constituent une installation typique de *Jet-Grouting*.

En 1973, le *Jet-Grouting I* (le chiffre romain indique le nombre de fluides injectés) fut reconnu comme une méthode potentielle pour stabiliser la tour penchée de Pise, puis ses applications firent leur début dans des conférences internationales à partir des années 80 [3]. Avant 1990, l'introduction de pompes à haute pression dérivées de l'industrie pétrolière, ainsi que d'autres composants technologiques améliorés permit la réalisation d'inclusions en *Jet-Grouting I* de 500 mm de diamètre dans des sols sableux, et de 300 mm de diamètre dans des sols argileux [4]. Une centaine de projets impliquant souvent le soutènement ou le renforcement de bâtiments historiques y avait déjà fait appel en Europe centrale [5], tandis que des profondeurs de 25 à 30 m étaient atteintes en Allemagne et que des entreprises japonaises annonçaient plus de 40 m. Très rapidement, il fut cependant reconnu que la précision du forage constituait le facteur limitatif dans des applications à très grande profondeur, en particulier lorsqu'une faible perméabilité globale du volume injecté était recherchée, notamment dans la construction d'écrans étanches (qu'ils soient plans, pour des applications de type barrage, ou cylindriques, pour des puits d'accès, par exemple).

1.1 Les configurations de *Jet-Grouting*

1.1.1 *Jet-Grouting I*

L'application du *Jet-Grouting I* a débuté avec des pressions d'injection de 25 MPa à 40 MPa [5], des diamètres de buses de 3,5 mm à 4,5 mm, une rotation de 6 t/min à 10 t/min et des vitesses de remontée de 600 mm/min à 800 mm/min. Les essais, l'observation et l'expérience ont ensuite conduit à augmenter les pressions à 45-55 MPa, avec une rotation de 15 à 25 t/min et une remontée de 100 à 500 mm/min. Quant au diamètre des buses d'injection, diamétralement opposées et

situées juste au-dessus de l'outil de forage, il varie entre 1,5 et 2,5 mm. Dans certains cas, les buses peuvent présenter des orientations différentes, en étant par exemple tournées vers le bas, et leur nombre peut varier. Ce sont les caractéristiques du terrain et le type d'application qui dictent le choix final des paramètres et la géométrie du moniteur-jetting (l'ensemble des buses). Afin d'obtenir des inclusions de *Jet-Grouting I* avec un diamètre nominal standard de 600 mm (le diamètre nominal est défini comme le plus petit diamètre rencontré dans n'importe quelle coupe de l'inclusion) un réglage fin est généralement obtenu en réalisant quelques colonnes test avant la production en masse. La résistance à la compression de l'inclusion est fonction du sol et des caractéristiques du coulis (rapport eau/ciment). La résistance à la compression du mélange peut aller de 3-5 MPa pour $E/C=1$ dans des limons argileux, à 12-18 MPa, pour $E/C=0,67$ dans des graviers sableux.

1.1.2 *Jet-Grouting II et III*

Bien que le présent article s'attache avant tout au *Jet-Grouting I*, en raison de son usage prépondérant en Suisse, il convient de rappeler les deux autres procédures générales de jetting, soit le *Jet-Grouting II* (bi-fluide - air et coulis - utilisé dans notre pays en quelques rares occasions pour constituer des bouchons étanches en fond de fouille) et le *Jet-Grouting III* (tri-fluide - air, eau et coulis - encore plus rarement appliqué).

Les méthodes II et III furent également développées par des chercheurs japonais [4], à partir de la fin des années 70 pour permettre la constitution de corps d'un diamètre supérieur à 600 mm. Le *Jet-Grouting II* fait appel à l'air pour améliorer les capacités de désagrégation du jetting et le *Jet-Grouting III* y ajoute l'effet de l'eau pour assurer, en conditions idéales, un remplacement presque total du sol par du coulis. Dans la mesure où elles permettent de réduire sensiblement le nombre d'inclusions, ces deux méthodes accélèrent le rythme de construction. Leur application demeure toutefois marginale en raison du coût des installations et des équipements hautement sophistiqués nécessaires à une conduite et, surtout, parce qu'elles appellent une surveillance spéciale du chantier où elles sont utilisées. En outre, la grande quantité d'énergie injectée dans le terrain est à l'origine de multiples vices liés à ces types d'inclusions (colonnes de diamètre insuffisant, défauts de consistance, fortes variations de diamètre).

2. RÉSISTANCE DU JET-GROUTING

2.1 Résistance intrinsèque de l'inclusion

Dans les limons argileux de nos régions, la pratique actuelle conduit souvent à réduire d'un facteur deux la résistance

de l'inclusion, ce qui se traduit par une résistance structurale nominale à la compression de 400 kN pour un noyau en jetting non armé d'un diamètre nominal de 600 mm (voir 1.1.1 pour la résistance du sol-coulis). La capacité structurale peut être augmentée par l'introduction dans la colonne fraîche, d'une tige, d'un tube ou d'un profilé en acier, mais il est préférable que le diamètre du renforcement soit aussi restreint que possible afin d'éviter des difficultés excessives lors de l'insertion.

2.2 Capacité portante géotechnique (compression)

La capacité portante géotechnique des éléments en *Jet-Grouting I* peut être approchée en appliquant des méthodes déterministes standard d'analyse des pieux ou une évaluation probabiliste du comportement de pieux [6]. Cela dit, les paramètres à prendre en compte dans une évaluation géotechnique de la capacité de portance d'une colonne *Jet-Grouting I* sont moins documentés que ceux applicables aux pieux forés ou battus, ainsi qu'aux inclusions injectées que sont les micropieux et/ou les tirants d'ancrage [7].

Le diamètre nominal d de l'inclusion est généralement retenu et l'adhésion du fût c_a dans les matériaux argileux est couramment admise comme étant égale à la résistance au cisaillement non drainée S_u (ou c_u , pour rester général) du sol natif, puisque les essais semblent montrer que la rupture le long du fût se produit habituellement dans le sol, plutôt qu'à l'interface sol-inclusion. À titre de comparaison, Poulos & Davis [8] ont donné au rapport c_a/c_u un ordre de grandeur compris entre 0,25 et 0,7, qui s'établit à 0,45 dans les argiles de Londres pour des fûts forés. Une valeur limite de l'adhésion a également été reliée à l'augmentation de la teneur en eau du sol, due à la migration de l'excédent de l'eau d'hydratation du ciment [9], et évaluée de 4 à 8% [10]. Dans le cas du *Jet-Grouting*, le coulis libère indubitablement plus d'humidité qu'un béton.

La résistance de pointe est généralement obtenue en utilisant la surface nominale multipliée par $N_c c_u$ dans les argiles. Des valeurs de N_c de 5,6 à 12 ont été suggérées dans le passé [11]. Dans les sables, les valeurs de Berezantev [12] pour N_q semblent bien adaptées ($N_q=20$ pour $\phi=27^\circ$, 30/30, 50/32,5, 70/35).

Comme indiqué plus haut, le diamètre de l'inclusion est variable, ce qui ajoute des incertitudes à la prévision théorique de la capacité portante d'une colonne. D'autre part, l'influence de la variation du diamètre le long de l'axe longitudinal est à discuter. Selon de multiples observations, le diamètre maximum moyen D est généralement compris entre 1,1 et 1,2 d (d = diamètre nominal), avec une moyenne de

Fig. 1: Renforcement d'un micro-tunnel (pousse-tube) par des éléments en jetting (STAP Nestlé, Vevey)

Fig. 2: Parois et renforcement du massif de fondation par Jet-Grouting I (EMS du Petit Flon, Lausanne) Ing. civ.: F. Meylan SA, Géotechnique et Fondations: Oboni & Associés SA

Fig. 3: Parois Jet-Grouting I (atterrage Gaz-Nat, Lausanne, Bellerive) Ing. civ.: F. Meylan SA, Géotechnique et Fondations: Oboni & Associés SA

1,15 d (si l'on fait abstraction des renflements discrets sporadiques, au passage de strates très molles). Des calculs très simples permettent de vérifier que, pour toutes les ondulations typiques des inclusions en *Jet-Grouting I*, l'utilisation du diamètre nominal d permet des évaluations par défaut, mais réalistes, de la capacité de charge.

3. APPLICATIONS DU JET-GROUTING

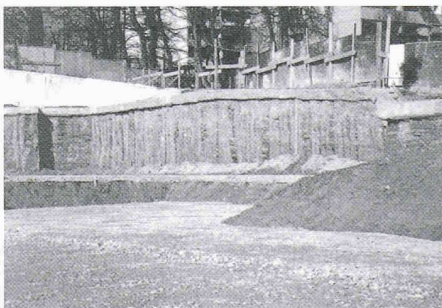
3.1 Pieux/Reprise en sous-œuvre

Comme nous l'avons signalé dans l'introduction, les éléments de pieux ou de reprise en sous-œuvre peuvent être renforcés. Lors d'une reprise en sous-œuvre ou une intervention à proximité de structures existantes, il importe d'exclure d'éventuelles poussées dommageables en limitant l'augmentation de la pression dans les colonnes pendant l'injection. Cela est généralement accompli en utilisant un système qui maximalise la surface de l'espace annulaire autour des tubes de forages, laissant refluer du coulis (fig.1). Si l'expérience accumulée sur des chantiers et lors d'essais a mon-

tré. En réduisant l'espacement de 600 mm (colonnes tangentes) à 500 mm (espacement standard pour la conception d'étagage par colonnes sécantes) et même jusqu'à 400 mm (utilisé seulement pour les travaux sous haute pression d'eau et avec des exigences de perméabilité rigoureuses), il est possible de faire face à des conditions géotechniques et hydrauliques très difficiles et de construire des diaphragmes de faible perméabilité en *Jet-Grouting I*. Toutefois, les conditions de parallélisme et la précision de forage deviennent critiques dès que l'on dépasse une certaine profondeur. La résistance à la flexion de la paroi est fonction de la pression horizontale du sol et de la quantité et de l'intensité du support latéral offert par les étais, les tirants passifs ou les ancrages précontraints prévus dans le projet. Le renforcement est inséré de la même manière que dans les applications pour les fondations: les colonnes impaires reçoivent un renforcement, tandis que les éléments pairs sont généralement laissés sans. Souvent, les colonnes renforcées sont réalisées en premier, les autres étant injectées après coup de manière à remplir les vides (fig.3).



1



2



3

tré que le *Jet-Grouting* s'applique très bien aux travaux exécutés dans des espaces ouverts, on sait en revanche que dans des espaces réduits, comme c'est le cas sous des dalles existantes en sous-sol, les arrêts nécessaires pour démonter les tiges de forage peuvent engendrer des inclusions dont les caractéristiques sont généralement déficientes ou trop hétérogènes. Très souvent, un traitement global du terrain par une matrice d'inclusions relativement courtes offre une solution optimale: des fondations économiques, reposant sur des colonnes *Jet-Grouting I* fluentes, ont été conçues à plusieurs occasions dans des sols glacio-lacustres de mauvaise qualité en Suisse occidentale [13], avec des résultats technico-économiques très probants (fig. 2).

3.2 Eléments de parois

Des parois peuvent être réalisées par des inclusions discontinues, tangentes ou sécantes, avec ou sans renforce-

3.3 Tirants d'ancrage

Les mécanismes de rupture des tirants d'ancrages sont au nombre de six [14]:

- 1) glissement à l'interface corps d'ancrage - tirant d'acier
- 2) glissement à l'interface corps d'ancrage - sol
- 3) rupture de la masse du sol
- 4) rupture de l'acier ou d'un composant du tirant
- 5) écrasement ou éclatement de la colonne de coulis entourant le tirant
- 6) rupture d'un groupe d'ancrages.

La discussion ci-après se concentrera sur les deux premiers mécanismes, les autres étant susceptibles de se produire dans n'importe quel type d'ancrage, indépendamment de l'utilisation du *Jet-Grouting*. Du point de vue de la capacité de charge, la différence majeure entre un ancrage en *Jet-Grouting I* et un tirant injecté classique réside dans le fait que la contribution positive et effective de la base du jetting dans

Fig. 4: Dispositif d'essai d'arrachement d'une tige d'acier de renforcement dans une colonne verticale en jetting

Fig. 5: Relation force-déformation, mesurée durant un essai de traction d'un ancrage dans des argiles limoneuses

Fig. 6: Relation capacité de portance (théorique et mesurée) - longueur des ancrages, pour les tirants traités dans le texte

le comportement global peut théoriquement être prise en compte. Cela dit, toute une série de vices bien connus - notamment une forme en aiguille de la tête de la colonne ou un remplissage déficient - peuvent compliquer les choses.

Si la face de la paroi ancrée est étanche (paroi moulée, palplanches, etc.), il se peut qu'à la suite d'un jetting dont le reflux serait empêché (accidentellement ou volontairement dans le cas de travaux sous la nappe), la pression derrière la paroi croisse de manière intolérable, entraînant des déformations importantes, voire la ruine de l'ouvrage. Ajoutons qu'une densité excessive d'ancrages peut déboucher sur le même problème. Quant à l'efficacité de la liaison corps d'ancrage-acier, elle n'a été que peu discutée dans la littérature générale, car cet élément n'est en principe pas le plus critique dans des tirants conventionnels. Lors d'un essai spécifique, une barre d'acier ($\varnothing_b = 40$ mm) insérée sur 4,95 m dans un noyau fraîchement injecté par *Jet-Grouting I*, a été laissée pendant une semaine avant l'exécution de l'essai d'arrachement: l'analyse a montré que le rapport entre la longueur de scellement effective de la barre dans le coulis et le diamètre de celle-ci était de l'ordre de 80. Il en résulte que l'adhérence armature-coulis est un mode de rupture critique dans ce type d'application qui doit être étudié et résolu adroitement dans chaque projet (fig.4).

3.3.1 Tirants passifs

Diverses conceptions faisant appel à des inclusions en *Jet-Grouting I* comme tirants passifs [15] ont été mises en œuvre. Les tirants passifs en *Jet-Grouting I* doivent être renforcés par un élément en acier, généralement une tige. Les tiges sont montées avec une tête à plateau, les charges étant transférées depuis la paroi aux têtes des tiges/tirants par des longrines en acier ou en béton armé. Dans le premier cas, le plateau est appuyé sur une chaise de calage, tandis qu'avec des longrines en béton armé, la tête à plateau est incorporée dans le matériau. Effectués en Argentine et au Brésil sur des inclusions de 0,7m de diamètre pseudo-verticales dans des limons argileux, des essais de tirant ont donné les résultats suivants: longueur de scellement L_a : 2m, $P_{ult} = 180$ kN; L_a : 4m, $P_{ult} = 450-570$ kN; L_a : 6m, $P_{ult} > 570$ kN.

3.3.2 Tirants précontraints

L'exécution de tirants précontraints classiques dans les sols de très mauvaise qualité peut créer de nombreux problèmes, avec comme fréquentes conséquences des consommations excessives de coulis et une durée de mise en œuvre trop longue, même lorsque les méthodes les plus sophistiquées et les plus sélectives d'injection du coulis sont utilisées. Par le passé, on a fait appel au *Jet-Grouting* pour réaliser des bulbes destinés à des ancrages précontraints, qui étaient alors insé-

rés dans l'inclusion après re-forage, puis scellés par injection classique. Une nouvelle application du *Jet-Grouting I* (pour laquelle une demande de brevet a été déposée par une entreprise spécialisée) prévoit que l'ancrage en *Jet-Grouting I* soit exécuté simultanément à l'injection du coulis, soit en une seule opération qui ne nécessite pas de réinjection ultérieure.

La fig. 5 montre les résultats d'un essai de tirant en *Jet-Grouting I* réalisé dans des terrains limono-argileux présentant les caractéristiques géotechniques suivantes: γ [kN/m³] = 19-20; ϕ' [°] = 26-28; c' [kPa] = 0-5; S_u [kPa] = 40-50. L'ancrage, d'une longueur de 3,6 m et d'un diamètre nominal de 600 mm, se trouvait entre 2,5 et 3,5 m de profondeur, avec une longueur libre de 5,5 m, et formait un angle de 20° avec l'horizontale. Sa rupture a été obtenue pour une force de traction d'environ 500 kN, compatible avec les résultats d'essais effectués en Argentine et au Brésil, que nous avons cités plus haut.

La surface latérale théorique de l'inclusion est de 6,8 m². À la rupture, la cohésion non drainée du terrain mène à une capacité théorique ultime du fût de 270 kN à 340 kN. Le reste de la charge à la rupture, soit 230 kN à 160 kN, est porté par la base (face) de l'inclusion, qui présente une surface nominale de 0,28 m². La contrainte résultante sur la face est donc de 820 kPa à 570 kPa, soit environ 20 S_u à 11 S_u , une valeur supérieure, mais pas trop éloignée des ordres de grandeur rapportés dans la littérature pour la capacité ultime en pointe (voir 2.2). Ce résultat peut aussi être comparé avec les procédures standard pour l'évaluation de la capacité ultime, rapportées dans la littérature [16] pour d'autres inclusions comme les micropieux et les ancrages. Dans leur étude complète du comportement des micropieux et des tirants injectés classiques, Bustamante & Doix suggèrent la formule

$$P = l \cdot \pi \cdot d \cdot \alpha \cdot \tau$$

où: l = longueur de l'inclusion

d = diamètre de l'inclusion

α = coefficient d'augmentation du diamètre

τ = adhérence.

L'application de cette formule au cas présenté ci-dessus mène à $\alpha = 1,47-1,84$, ce qui est clairement aberrant et prouve que la participation de la tête est fondamentale dans la tenue d'un ancrage en *Jet-Grouting I*.

Il n'en reste pas moins qu'il s'agit là d'une hypothèse et que le comportement de l'interface sol-inclusion n'est pas connu avec précision. Afin de mieux cerner ce problème, il serait intéressant de connaître le champ de contrainte autour d'une inclusion en *Jet-Grouting I* solidifiée.

Malheureusement, les méthodes générales utilisées dans la littérature pour déterminer le champ de contrainte autour des pieux lors d'un déplacement [17] ne sont pas applicables

ici car la cavité n'est pas obtenue par expansion du sol à proprement parler. Une méthode publiée entre 1984 et 1986 par Baligh semble plus intéressante dans le cas du *Jet-Grouting I*, car elle évalue le champ de contrainte autour d'une cavité créée par l'injection d'un volume V dans le sol. Cependant, dans le cas du *Jet-Grouting I*, ce volume V devrait aussi prendre en compte le volume qui échappe finalement à la cavité à travers l'espace annulaire autour de la tige de forage. De plus, la discussion de la modification permanente des paramètres mécaniques du sol autour de l'inclusion en *Jet-Grouting I* n'a pas été traitée dans la littérature à notre connaissance, et cette question en elle-même ouvre une gamme complète et intéressante de recherche appliquée.

Ainsi, il est pour l'heure proposé d'évaluer la capacité portante d'un ancrage en *Jet-Grouting I* dans des terrains argileux en considérant la contribution du fût et de la base séparément, avec la formule suivante:

$$P_u = \pi \cdot d \cdot S_u \cdot (1+3,0 d)$$

avec: S_u = résistance au cisaillement non drainée

d = diamètre nominal de l'inclusion

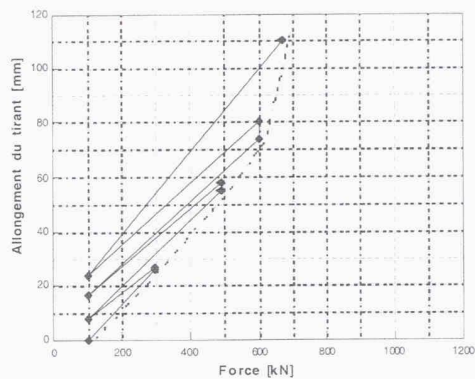
l = longueur de l'inclusion.

Cette formule conduit à $P_u = 407 - 509$ kN pour l'essai illustré à la fig. 5, respectivement aux résultats suivants pour les essais rapportés au paragraphe 3.3.1: ($S_u = 30$ kPa); $L_a = 2$ m, $P_{ult} = 270$ kN; $L_a = 4$ m, $P_{ult} = 402$ kN; $L_a = 6$ m, $P_{ult} = 534$ kN.

On constate donc que cette formulation donne des résultats prudents pour des ancrages de longueur supérieure à 3,5 m (fig. 6). L'application de cette formule devra quoi qu'il en soit être corroborée par des essais de chantier systématiques, qui s'avèrent de toute façon nécessaires pour contrôler que les inclusions présentent bel et bien la géométrie attendue. En ce qui concerne les inclusions ultracourtes, c'est-à-dire inférieures à 3 m, il semblerait que les insuffisances (défauts de remplissage) et les aléas de construction les rendent peu faisables.

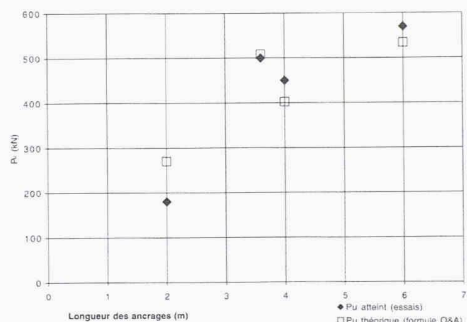
4. CONCLUSIONS

Le *Jet-Grouting* représente un procédé de travaux spéciaux qui, même dans sa forme monofluide la plus simple, permet de construire des éléments en colonnes, isolés ou groupés, en soutènement ou en étayage, constitués de sols natifs et de coulis de ciment. Des diaphragmes à faible perméabilité peuvent également être réalisés, mais les tolérances de construction deviennent le facteur limitant lorsque la profondeur augmente, si bien que des surfaces non traitées peuvent finalement annihiler l'efficacité des diaphragmes.



5

Ancrages en jetting: capacité portante réelle et théorique en fonction de la longueur de l'inclusion



6

Le *Jet-Grouting* peut également être appliqué à la réalisation de tirants passifs ou précontraints. Des tests d'ancrage en *Jet-Grouting I* ont montré sa remarquable adaptabilité à de très mauvaises conditions de sol, où les tirants classiques peuvent entraîner de sévères difficultés. Une formulation de la capacité ultime d'un tirant en *Jet-Grouting I* a été proposée. Toutefois, comme toutes les techniques de travaux spéciaux, le *Jet-Grouting* peut être à l'origine de nombreux vices, ainsi que d'effets secondaires susceptibles d'en annuler rapidement les avantages apparents. C'est donc seulement grâce à des détails de conception pertinents et de stricts contrôles lors de l'exécution que les chances de succès seront maximisées.

Références

(N.B: Pour obtenir la bibliographie détaillée de cet article, les lecteurs intéressés peuvent s'adresser à M. Hoffmeyer auprès du bureau Oboni <hoffmeyer@oboni.com>)

- [1] MIKI, 1973
- [2] ASCE, 1980
- [3] SHIBAZAKI & OTHA, 1982; Aschieri, Jamiolkowski & Tornaghi, 1983
- [4] MIKI & NAKANISHI, 1984
- [5] BAUMANN & DUPEUBLE, 1984
- [6] OBONI, 1988, 1989a, 1989b
- [7] SEED & REESE, 1957, ESRIG & al., 1979, HANNA, 1982, BUSTAMANTE & DOIX, 1985
- [8] POULOS & DAVIS, 1980
- [9] SKEMPTON, 1959
- [10] O'NEIL & REESE, 1972
- [11] MEYERHOF, 1976, SKEMPTON, 1951, SOWERS & al., 1961, MOHAN & CHANDRA, 1961
- [12] BEREZANTEV, 1961, VESIC, 1967
- [13] OBONI & HLOBIL, 1991; OBONI, 1992
- [14] HANNA, 1982
- [15] HLOBIL & OBONI, 1991
- [16] BUSTAMANTE & DOIX, 1985, HANNA, 1982
- [17] SEED & REESE, 1957, ESRIG & al. 1979, RANDOLPH & al., 1978