

Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés

Michel BUSTAMANTE
Docteur-Ingénieur ENPC

Bernard DOIX
Technicien

Section des fondations
Laboratoire central des Ponts et Chaussées

RÉSUMÉ

On propose une méthode de calcul originale pour les tirants et les micropieux. Celle-ci repose sur la synthèse de cent vingt essais en vraie grandeur réalisés sur trente quatre sites par les LPC.

Comme pour l'interprétation des essais de chargement de pieux, des abaques reliant le frottement limite q_s à la pression p_j sont obtenus pour chacune des quatre catégories de sol retenues.

Des règles simples de détermination du diamètre du bulbe de scellement à prendre en compte dans le calcul sont également fournies. Des précisions sur les conditions d'application de ces abaques figurent également dans l'article. On notera que pour les sables, argiles, limons et craies, il est possible d'utiliser ces abaques pour des essais de type SPT.

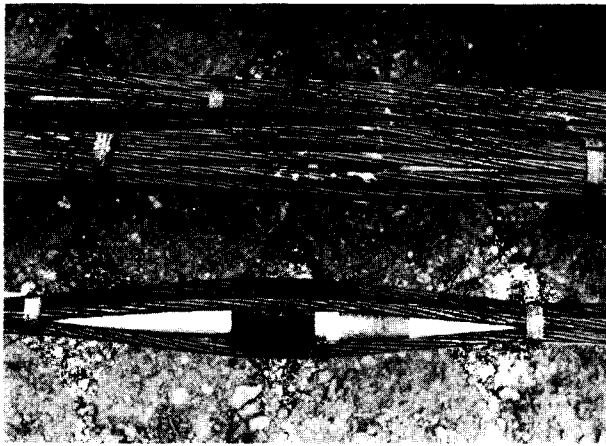
MOTS CLÉS : 42 - Tirant (ancrage) - Micropieu - Injection (matér.) - Essai - En place - Charge - Frottement - Pression - Abaque - Sol - Calcul.

I. RAPPELS TECHNOLOGIQUES ET DÉFINITIONS [1]

Il est convenu d'appeler tirant d'ancrage injecté, ou micropieu injecté, une armature métallique constituée par des tubes, barres, fils ou torons (fig. 1, 2 et 3) introduite dans un forage de petit diamètre et scellée au terrain par des injections de coulis ou de mortier sous pression plus ou moins élevée. L'injection est mise en œuvre à partir de dispositifs particuliers constitués, pour les plus simples, par un flexible débouchant en partie basse du forage et, pour les plus élaborés, par un tube muni d'une succession de clapets anti-retour, appelé communément tube à manchettes. Comme cette définition associe le micropieu à une injection réalisée sous pression, la méthode de calcul que l'on va proposer ne s'appliquera pas nécessairement aux micropieux non injectés, désignés ainsi simplement en raison de la petitesse de leur diamètre *.

Les diamètres de forage les plus couramment retenus pour les tirants ou les micropieux sont actuellement de 80 à 250 mm. Si le tirant n'est destiné qu'à reprendre des efforts d'arrachement, le micropieu est souvent utilisé, lui, pour reprendre aussi des efforts de compression.

* Comme on le sait, le terme de micropieu est souvent réservé par certains praticiens à des pieux forés de petits diamètres.



◀ Fig. 1. — Tirant avec tube à manchettes central et torons. Premier système IRP-Solétanche.



◀ Fig. 2. — Tirant avec tube à manchettes enveloppant après excavation. Système TMD-Bachy.



◀ Fig. 3. — Micropieu à tube à paroi épaisse, Ø 178/157 mm, avec tube à manchettes latéral. Système IM-Solétanche.

La durée d'utilisation d'un tirant, précontraint ou non, permet de le considérer comme provisoire ou permanent. Quant aux micropieux, bien qu'il soit techniquement possible de le faire, ils ne sont généralement pas précontraints et on les utilise le plus souvent à titre de fondations permanentes. En phase de montage, toutefois, ils peuvent être utilisés à titre provisoire.

Pour un sol donné, la résistance d'un tirant ou d'un micropieu dépend de plusieurs facteurs :

- le mode de scellement ou la technique de mise en place du coulis,
- le nombre de passes d'injection (N_i) et les quantités finales de coulis injectées (V_i),
- les pressions effectives d'injection (p_i),
- les débits d'injection (Q_i),
- enfin, la nature du coulis dont les caractéristiques rhéologiques et mécaniques doivent rester conformes aux spécifications du document TA 77 [2].

Parce qu'ils sont déterminants pour la tenue du scellement, chacun de ces paramètres mérite quelques commentaires. La conception même du tirant ou du micropieu détermine le mode de scellement. On proposera de distinguer les systèmes qui se prêtent à l'injection répétitive et sélective, ou type IRS, de ceux pour lesquels l'injection est réalisée globalement, et le plus souvent en une masse unique, ou type IGU.

Les essais comparatifs montrent qu'en règle générale c'est le mode de scellement IRS qui confère au tirant ou au micropieu la meilleure résistance.

Appartiennent au premier type (IRS) tous les tirants ou micropieux scellés au terrain par introduction d'un double obturateur dans le tube à manchettes, ce qui permet de forcer le coulis dans la formation au droit de la manchette choisie (sélectivité) et de répéter l'opération, en principe, plusieurs fois (répétitivité). Relèvent par exemple en France du groupe IRS l'ensemble des tirants de la famille IRP-Solétanche [3] ou TMD-Bachy [4], ainsi que les micropieux qui s'apparentent au système IM-Solétanche [5]. On range dans le second groupe (IGU) les tirants et micropieux comportant ou non un tube à manchettes mais pour lesquels, et c'est là ce qui fait toute la différence, l'injection du coulis s'effectue en tête du tirant à partir d'un simple obturateur ou, comme dans la plupart des cas, à partir d'un simple flexible branché directement sur la pompe (fig. 4). Les tirants sans tube à manchettes sont surtout mis en œuvre à l'étranger : le coulis est forcé sous pression dans la formation, en cours d'extraction du tubage [6]. En procédant ainsi, on doit injecter la totalité du coulis prévu en une seule fois. Lorsque le tirant comporte un tube à manchettes, le fait d'injecter directement à partir de la tête limite très sérieusement les possibilités de reprise de l'injection. C'est la raison pour laquelle, dans la pratique, on tente de sceller en une passe unique. A titre d'exemple, les tirants TMS-Bachy [4] et Dywidag [7], couramment utilisés en France, s'ap-

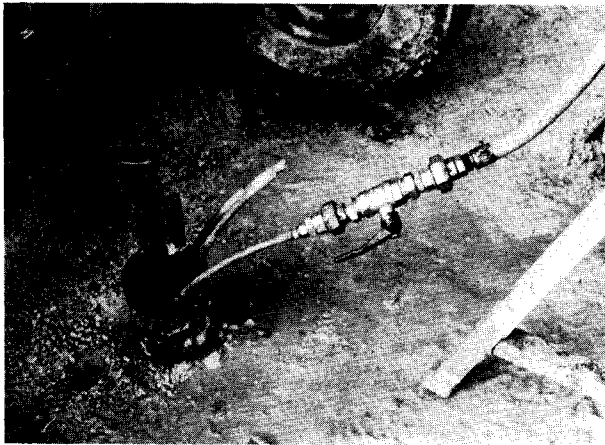


Fig. 4. — Micropieu, système Dywidag-Gewi, en cours d'injection.

parentent assez bien à des tirants de type IGU, bien qu'il soit parfois possible de reprendre l'injection, tout au moins partiellement et dans de mauvaises conditions de contrôle.

Le scellement d'un tirant ou micropieu relevant du type IRS est effectué en plusieurs phases espacées dans le temps. Lors d'une même phase, on force dans le terrain, par passes en remontant et au moyen du double obturateur amené successivement au droit de chaque manchette, une quantité prédéterminée de coulis ne constituant qu'une fraction de la quantité totale V_i prévue pour sceller le tirant.

Il semble avantageux, pour les alluvions, de procéder en une ou deux phases. Il n'est pas rare que des conditions particulières obligent à sceller en trois ou quatre phases, mais un trop grand nombre de phases présente toujours l'inconvénient d'allonger la durée des opérations et aussi celui de diminuer considérablement les chances de passer dans le terrain la quantité totale de coulis souhaitée (difficulté de claquage). Dans les formations très compactes qui n'imposent pas de traitement de colmatage préalable (ce qui peut être le cas des grès et calcaires très faiblement fissurés), on pourra limiter le nombre de phases à deux, la seconde étant plutôt destinée à contrôler la qualité de l'exécution.

La quantité totale de coulis injectée V_i au droit de la longueur scellée détermine incontestablement la capacité d'ancrage du scellement [8], [9], [10]. Son estimation reste encore toutefois très difficile. Dans le cas d'un sol meuble (argiles, sables et graves) où l'on envisage de sceller en trois phases ($N_i = 3$), par exemple, la bonne règle pourrait consister à passer lors de la première phase la moitié environ de V_i puis, lors des deuxième et troisième phases, successivement le quart de cette même quantité, en laissant s'écouler entre deux phases consécutives de 6 à 12 heures pour éviter tout phénomène de résurgence, mais moins de 48 heures pour faciliter la réouverture des manchettes (claquage). Dans un sol de nature rocheuse, très compact, dans lequel il semble raisonnable de se limiter à deux phases ($V_i = 2$), on préconiserait de passer la majeure partie de V_i lors de la première phase, réservant le reste

pour parfaire simplement l'injection. Bien évidemment, dans des sols rocheux fracturés ou complexes, les quantités initialement prévues risquent d'être très largement dépassées.

En ce qui concerne la pression d'injection p_i , il convient tout d'abord de faire remarquer que ce paramètre correspond à la pression mesurée en tête de forage, et non au niveau de la manchette. Pour cette raison primordiale, aggravée par beaucoup d'autres facteurs découlant des conditions de travail sur le chantier et des manipulations du ciment (décantations partielles dans les circuits, débits variables), des valeurs élevées de p_i n'assurent pas systématiquement, comme on a pu parfois l'avancer, des scellements de qualité [3], [11]. Mais il n'en reste pas moins vrai que des pressions d'injection p_i bien contrôlées*, au moins égales ou légèrement supérieures à la pression limite du terrain p_l , assurent aux tirants ou micropieux IRS, tout au moins pour des sols meubles [11], [12], des tenues de scellement nettement meilleures que celles auxquelles conduisent des pressions p_i quasi gravitaires ou ne représentant qu'une modeste fraction de p_l . Cela est moins vrai pour les formations compactes et de nature rocheuse pour lesquelles le recours à des valeurs de pressions p_i élevées constitue davantage un critère de contrôle de la qualité de l'exécution, sachant que l'on scelle tout aussi efficacement une armature dans un forage bien calibré au rocher à l'aide d'un coulis injecté gravitairement que sous haute pression.

Les tirants ou micropieux de la gamme IGU posent en principe moins de problèmes en ce qui concerne le choix de la pression p_i , des relevés et des observations les concernant montrent que des pressions effectives p_i d'au moins 0,5 MPa suffisent dans la plupart des cas à garantir des résistances de scellements qui excèdent nettement les capacités qu'offrirait une armature scellée gravitairement, sans oublier cependant qu'en règle générale leur résistance reste nettement en deçà de la résistance d'une fondation de type IRS.

On peut donc, pour simplifier les critères de choix de la pression p_i , proposer pour les différents systèmes :

- $p_i \geq p_l$ pour les tirants et micropieux IRS,
- $0,5 p_l < p_i < p_l$ pour les tirants et micropieux IGU.

Le débit de l'injection Q_i constitue enfin un facteur dont l'incidence sur la résistance du scellement n'est jamais évoquée. Les très rares données que l'on a pourtant à ce sujet [12] pour des tirants de la gamme IRS dans des argiles plastiques laissent supposer qu'un faible débit diminue les risques de déperdition de coulis entrant dans la constitution du bulbe. Sans pouvoir pour l'instant faire apparaître ce paramètre dans la méthode de calcul proposée, on signalera que l'on a remarqué que les plages

* Sols parfaitement reconnus, circuit d'injection très court ou préalablement étalonné, débits constants et faibles, presse d'injection et enregistreur en parfait état de marche.

suivantes de débits conduisent à une bonne qualité de scellement :

- 0,3 à 0,6 m³/h pour les sols cohérents,
- 0,8 à 1,2 m³/h pour les sols frottants.

Le respect de ces plages ne constitue, en aucun cas, une règle absolue.

Bien évidemment, l'ensemble de tous ces paramètres relatifs à l'injection restent interdépendants dans la pratique. C'est ainsi que les quantités de coulis (V_i) que l'on se propose d'injecter seront d'autant plus conséquentes que l'on pourra disposer de pressions d'injection (p_i) élevées. Pareillement, on pourra multiplier d'autant plus aisément le nombre de passes (N_i) que le tirant (ou le micropieu) sera équipé d'un système de scellement permettant de le faire.

Il résulte de ce qui vient d'être dit que toute approche purement théorique du calcul des fondations injectées reste difficile, sinon illusoire. Mais en contrepartie, toute méthode « empirique » découlant de l'observation de fondations injectées réelles devra, pour être pleinement convaincante, tenir compte de la totalité des facteurs que l'on vient d'énumérer, sans oublier évidemment la nature et la compacité des sols d'ancrage. On verra au paragraphe IV dans quelle mesure cette condition a pu être effectivement satisfaite par la méthode proposée.

II. LE SUPPORT EXPÉRIMENTAL DE LA MÉTHODE

Les éléments qui ont permis d'élaborer la méthode de calcul que l'on va décrire et de formuler les remarques associées reposent sur l'interprétation d'un total de 120 essais en vraie grandeur, dont 101 d'arrachement et 19 de chargement réalisés sur tirants, micropieux, ou même pieux injectés. Ces essais ont été effectués par les Laboratoires des Ponts et Chaussées, conjointement avec des entreprises de fondations spéciales françaises, de 1974 à 1985, sur un total de 34 sites répartis sur l'ensemble du territoire, comme l'indique la figure 5. On a également tenu compte des résultats obtenus par des auteurs étrangers tels que Fujita *et al.* [13], Koreck [14], Jones et Spencer [15] ou Jones et

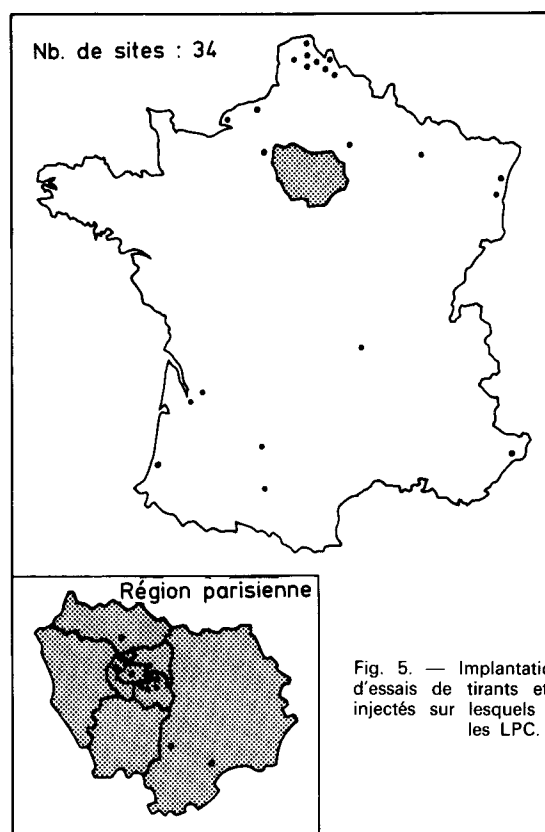


Fig. 5. — Implantation des sites d'essais de tirants et micropieux injectés sur lesquels ont travaillé les LPC.

Turner [16] et, bien évidemment, des résultats particulièrement précieux d'Ostermayer [17] ou Ostermayer et Scheele [18]. Au total, on aura donc utilisé un ensemble de données et observations intéressant un total de 249 tirants, micropieux ou pieux injectés. Le tableau I précise l'origine des données, le nombre de sites auxquels il faut les rattacher ainsi que les différents types d'ancrages concernés.

Les valeurs expérimentales de frottement latéral unitaire obtenues par Littlejohn et Bruce [19], [20] et synthétisées par Hanna [21], de même que les travaux de Comte [22], Gouvenot [11], Dupeuble [23], Jorge [3] ont d'autre part fourni des indications très appréciées lors de la mise au point finale de la méthode évoquée.

TABLEAU I

Auteurs ou organismes ayant interprété les essais	Total des sites	Nombre d'ancrages soumis aux essais		
		tirants	micropieux	pieux injectés
Laboratoires des Ponts et Chaussées (Bustamante et al.)	34	94	17	9
Ostermayer et Scheele	non précisé	87	0	0
Fujita et al.	non précisé	24	0	0
Jones et Spencer	1	8	0	0
Jones et Turner	1	0	9	0
Koreck	1	0	1	0
Total	> 37	213	27	9

TABLEAU II

Caractéristiques géométriques		Tirants	Micropieux
Longueurs totales L_T moyennes extrêmes (m)		20,5 7 à 46	12,5 6,5 à 20,75
Longueurs scellées L_s moyennes extrêmes (m)		7,75 5 à 18	7,5 4,75 à 12
Diamètres forages D_d moyens extrêmes (mm)		132 95 à 170	160 115 à 242

Pour ce qui est des sites sur lesquels ont travaillé les Laboratoires des Ponts et Chaussées, il a été possible d'excaver après essais, sur cinq d'entre eux, un total de 26 tirants et un pieu injecté. On notera à ce propos que la totalité des résultats recueillis par Ostermayer [17] et Ostermayer et Scheele [18] ne concernait que des tirants excavés. Le tableau II offre un aperçu des caractéristiques géométriques moyennes et extrêmes relatives aux tirants et micropieux essayés par les Laboratoires des Ponts et Chaussées. Il permet donc de se faire une meilleure idée de la représentativité de la méthode de calcul proposée au paragraphe IV. Pour mieux faciliter toute étude comparative, la totalité des essais réalisés par les Laboratoires des Ponts et Chaussées ont été conduits suivant les directives du Mode Opérateur de l'Essai préalable statique de tirant d'ancrage injecté des LPC [24] ou du document TA 77 [2]. On rappellera que ces deux textes réglementaires préconisent un même Mode Opérateur d'essai dont le programme de chargement consiste à éprouver les tirants (ou micropieux) par paliers croissants d'égale intensité, sans déchargements intermédiaires (fig. 6).



Fig. 6. — Réalisation d'un essai préalable sur tirant TMD scellé dans les éboulis de pente.

Suite à ces essais, auxquels il faut soumettre un minimum de deux tirants (ou micropieux) pour un terrain donné, on détermine :

1. la traction critique de fluage T_c [2], [25] ou la traction limite de scellement T_L du premier tirant (fig. 7) ;

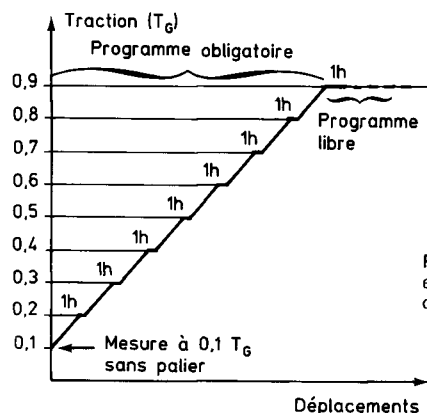
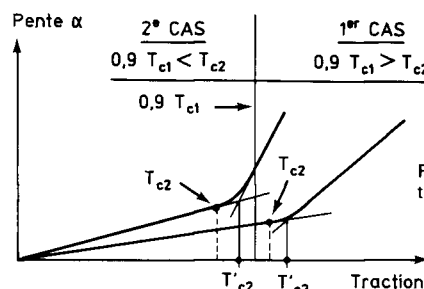
Fig. 7. — Programme de mise en traction du 1^{er} tirant d'essai, d'après TA 77.

Fig. 8. — Détermination de la traction critique, d'après TA 77.

2. à partir des tractions limite T_L ou critique T_c résultant du premier essai, la valeur des paliers de chargement et du palier de fluage que l'on se propose de mesurer pendant un laps de temps pouvant aller de 24 à 72 heures pour le deuxième tirant (fig. 8) ;

3. enfin, après analyse et comparaison des résultats obtenus lors des deux essais, la traction de service (ou admissible) T_A pour les tirants ou micropieux de l'ouvrage.

La totalité des essais réalisés par les LPC n'ont pas pu être conduits jusqu'à l'obtention de la traction limite T_L du scellement, c'est-à-dire de la traction provoquant le déchaussement du scellement par rapport au terrain. Et on notera d'ailleurs à ce propos que ce seuil caractéristique a été d'autant plus rarement atteint que la formation était plus compacte. On peut retenir à titre d'indication que, pour un ensemble de 120 fondations essayées par les LPC, 64 % ont pu être menées jusqu'à T_L , ce même pourcentage représentant respectivement pour chaque groupe de sols :

- limons et argiles : 84 %,
- graves et sables : 70 %,
- craie et marno-calcaires : 65 %,
- rocher altéré et fragmenté : 5 %.

On voit bien l'importance du nombre d'essais n'ayant pas pu être menés jusqu'au déchaussement du scellement dans le rocher. Cela explique pourquoi, lors de l'élaboration des abaques de calcul applicables à ce type de formation, on a été conduit à s'aligner sur des valeurs de résistance très probablement minorées (voir paragraphe IV consacré au calcul).

Chaque fois que les moyens l'ont permis et que les buts recherchés le justifiaient, on s'est efforcé d'instrumenter les parties scellées des ancrages pour tenter de recueillir des informations sur la distribution

Fig. 9. — Mise en œuvre d'un extensomètre amovible dans un tirant.



Fig. 10. — Mise en œuvre d'un extensomètre amovible dans un micropieu.



des efforts le long de ces dernières et évaluer la composante essentielle de la capacité d'ancrage que constitue le frottement latéral unitaire q_s . L'instrumentation a pu être mise en œuvre pour un total de 14 tirants (5 sites), 11 micropieux (7 sites) et 5 pieux injectés (4 sites). Suivant les cas, on a utilisé (fig. 9 et 10) des extensomètres amovibles LPC du type courant ($\varnothing 48$ mm) ou du type miniaturisé ($\varnothing 25$ mm) [26]. Sur quelques sites, lorsque l'armature du tirant ou du micropieu n'était constituée que par une barre unique, l'instrumentation a consisté en jauges collées. Toutefois, on doit souligner que, dans l'ensemble, l'utilisation des extensomètres amovibles s'est avérée beaucoup plus rentable et souple au niveau de la mise en œuvre en évitant un maximum de gêne au chantier. Elle a permis, de plus, de recueillir des données là où l'utilisation des jauges collées était impossible ou parfaitement aléatoire (cas typique des tirants dont l'armature n'est constituée que par un faisceau de torons).

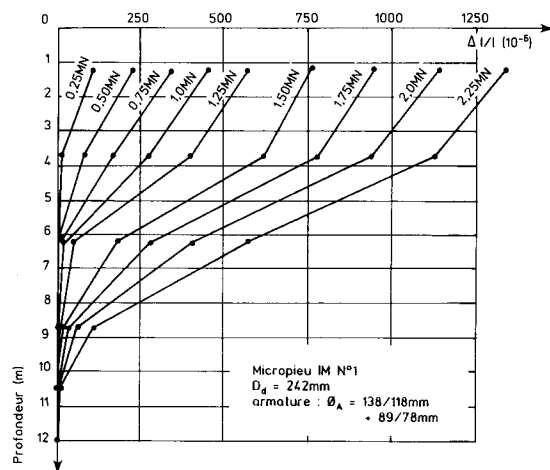


Fig. 11. — Exemple de distribution des déformations unitaires Δ/l le long d'un micropieu IM scellé dans les marno-calcaires de la région bordelaise.

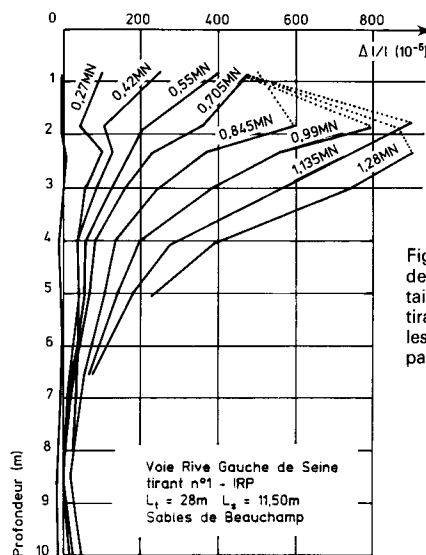


Fig. 12. — Distribution des déformations unitaires Δ/l le long d'un tirant IRP scellé dans les sables de la région parisienne.

Il faut dire cependant que, si la mesure des déformations unitaires le long des scellements a pu être effectuée dans l'ensemble assez facilement et déboucher sur des distributions de « ε » significatives (fig. 11 et 12), au stade ultérieur du calcul des efforts et des valeurs des frottements unitaires on a rencontré de très sérieuses difficultés d'interprétation. Celles-ci étaient dues aux changements brusques de sections (dispositifs de raccordement des armatures, passages des parties dites libres aux parties scellées), aux façonnages particuliers (ondulations ou crénelages) ainsi qu'aux disparités des matériaux constitutifs (aciers à haute résistance des armatures, coulis de scellement, éventuellement aciers doux des tubes à manchettes enveloppantes) rendant toujours extrêmement problématique le choix d'un module d'élasticité équivalent E_{eq} . C'est ainsi que l'on a été amené à entreprendre en laboratoire, suite aux essais sur chantiers, des études complémentaires de calage (fig. 13) pour tenter de dégager des valeurs réalistes des modules E_{eq} ou recueillir des informations sur le mécanisme de transfert des elongations à l'interface coulis-armatures.

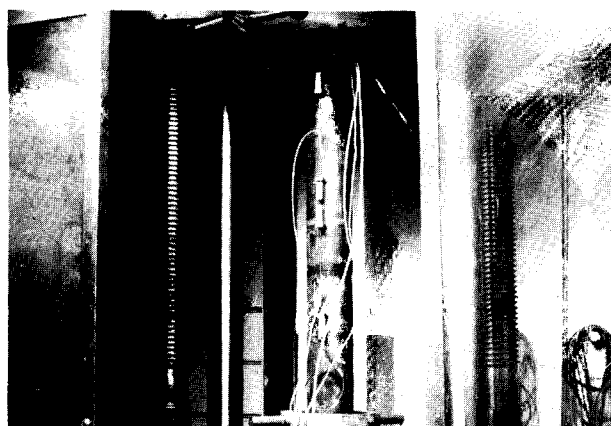


Fig. 13. — Montage pour l'étude en laboratoire des modules équivalents E_{eq} pour un micropieu.

III. LE CALAGE GÉOTECHNIQUE DE LA MÉTHODE DE CALCUL

Compte tenu de l'importance que revêt, pour l'élaboration de toute méthode de calcul de fondations profondes, la connaissance des propriétés mécaniques des sols auxquelles on l'associe, on s'est efforcé de réaliser un maximum d'essais sur les 34 sites où ont travaillé les LPC. Ceux-ci pouvaient comprendre des essais en place de type pressiométrique (sonde Ménard), pénétrométriques statiques CPT ou parfois même SPT, et, lorsque évidemment la nature des sols rencontrés le permettait, des prélèvements d'échantillons dits intacts pour la réalisation ultérieure d'essais en laboratoire.

Le tableau III offre un aperçu sur la faisabilité et les difficultés rencontrées lors de la mise en œuvre, voire de l'interprétation, des différents essais. Il confirme dans l'ensemble, ou accentue même parfois, certaines des tendances qu'indiquait déjà une semblable étude comparative menée pour les pieux [27], à savoir que, pour un contexte géotechnique très diversifié, c'est-à-dire riche en sols à structures complexes, en horizons rocheux à taux d'altération et de fragmentation importants mais aussi en matériaux carrément pulvérulents, le pressiomètre [28] Ménard restait l'outil le plus universel parce que susceptible de fournir dans la presque totalité des sols des résultats exploitables et significatifs.

De plus, en exploitant la similitude présentée par l'expansion de la sonde dans le terrain et le refoulement de celui-ci sous l'action du coulis [8], ce même essai pouvait offrir à l'expérimentation un critère intéressant de contrôle du mode de scellement, lequel est, comme on l'a vu précédemment (§ I), intimement lié à la résistance du tirant ou du micropieu. Toutes ces raisons expliquent qu'en fin de compte on ait jugé bon de caler la méthode sur l'essai pressiométrique. Il faut cependant attirer l'attention sur le fait que, dans 20 % environ des cas répertoriés dans le tableau III, les sondes pressiométriques utilisées, en raison de la trop grande compacité des horizons ou de faciès particuliers favorisant les éclatements, n'ont pas permis d'atteindre les pressions limites effectives p_l . Cela illustre bien le besoin qu'il y a actuellement pour tous les sols raides, intermédiaires entre sols meubles et rochers, de pouvoir disposer de sondes adaptées (par exemple, des sondes pouvant travailler à coup sûr dans des gammes de pression allant de 5 à 15 MPa constitueraient probablement un réel progrès).

TABEAU III

Décompte des différents essais géotechniques pour l'ensemble des sites où les LPC ont effectué des essais en vraie grandeur sur tirants ou micropieux

Type d'essai géotechnique envisageable (paramètre caractéristique mesuré)	Total des sites	Sites avec essais effectivement réalisés	Sites où les essais réalisés avaient un caractère partiel	Sites avec essais non effectués
Pressiomètre Ménard (p_l)	34	33	6 (p_l excédant les possibilités de la sonde utilisée)	1 (sur ce site également le p_l réel risquait d'excéder les possibilités de la sonde)
Pénétromètre statique CPT (q_c)	34	17	4 (refus prématuré)	17 (dont 17 jugés irréalisables <i>a priori</i> en raison de la trop grande compacité des couches s'opposant à la pénétration)
Essais de laboratoire (c , ϕ)	34	15	4 (remaniement important)	19 (dont 11 jugés inexploitable <i>a priori</i> en raison du remaniement inacceptable ou de l'impossibilité de prélever)
SPT (N)	34	3	0	31 (dont 10 au moins considérés <i>a priori</i> comme inadaptés en raison de la nature des sols ou de leur trop grande compacité)

Les autres essais de reconnaissance effectués méritent quelques commentaires. Pour ce qui concerne le pénétromètre statique CPT, sa mise en œuvre n'a pu être effectuée avec succès que sur 13 sites, ce qui représente 38 % environ des cas répertoriés. Dans l'ensemble, cet essai apparaît comme assez mal adapté à la reconnaissance des sols destinés à recevoir des tirants ou des micropieux, sauf, bien évidemment, lorsque les sous-sols ne comportent qu'une succession de couches qui se prêtent à la pénétration sur de fortes épaisseurs, ce qui est souvent le cas, cependant, pour certaines portions du territoire comme le Nord de la France, les parties littorales de l'Aquitaine, du Languedoc ou du Midi, etc. De même, pour les essais de laboratoire, si la mise en œuvre reste possible sur la presque totalité des sites, les chances de pouvoir disposer en fin de compte de résultats vraiment significatifs chutent à 55 %. Il faut dire toutefois, à la décharge des essais de pénétration statique et de laboratoire, que pour les tirants, et peut-être dans une moindre mesure pour les micropieux, le réflexe des projeteurs ou des entrepreneurs les conduit tout naturellement à rechercher l'ancrage dans les couches très raides dont la nature s'oppose à la mise en œuvre du pénétromètre et limite sérieusement les chances de prélèvements intacts.

Les essais SPT, par contre, bien que totalement inadaptés comme mode de reconnaissance dans les couches dures ou à structures complexes, ne sont pas sans présenter de l'intérêt :

- parce qu'ils se sont avérés réalisables et raisonnablement exploitables dans près de 70 % des cas examinés ;
- enfin, et c'est là un argument de poids, parce que les entreprises françaises travaillant à l'étranger, en raison de l'articulation actuelle des marchés, ne peuvent compter bien souvent que sur ce type d'essai pour répondre à un appel d'offre international.

On a donc été conduit, lors de l'élaboration des abaques de calcul associés à la méthode proposée (voir § IV.2), à doubler l'échelle de référence des compacités exprimées en p_i par une échelle correspondante prenant comme unités la valeur caractéristique N (ou nombre de coups pour 0,30 m d'enfoncement). Les corrélations $p_i - N$ qu'impliquait forcément d'établir une pareille option ont été tirées d'essais comparatifs (sites de Fleury, Châlons-sur-Marne, Lille, Merville, Limay et Anvers, Dunkerque et Strasbourg) réalisés par l'auteur mais aussi en tenant compte des propositions faites sur le sujet par Baguelin *et al.* [28], Cassan [29] et Waschowski [30]. Pour des raisons évidentes, de telles corrélations n'ont pas pu être établies pour le rocher altéré et fragmenté ou les marno-calcaires ; elles ne l'ont été que pour la craie (fig. 18). En conséquence de quoi les abaques q_s proposés pour ces formations ne comportent une double échelle que pour la craie.

Quoi qu'il en soit, on gardera à l'esprit qu'en raison du caractère toujours discutable que présente toute corrélation en matière de géotechnique, la méthode

de calcul a été essentiellement calée sur les essais pressiométriques. La référence aux essais SPT, sans être dénuée d'intérêt, revêt un caractère indicatif.

IV. LE CALCUL DES TIRANTS ET DES MICROPIEUX À L'ARRACHEMENT

IV.1. Généralités sur le dimensionnement

Après avoir déterminé pour un tirant la direction et la valeur de l'effort de traction de service T_A induit par la structure *, le projeteur doit dimensionner les différentes parties du tirant, à savoir :

- la section d'acier des armatures S_a ,
- la longueur dite libre L_L ,
- la longueur de scellement L_s .

Ces différentes parties sont indiquées sur la figure 14a, laquelle, sans la longueur dite libre L_s , conduit tout naturellement au schéma du micropieu injecté représenté sur la figure 14b.

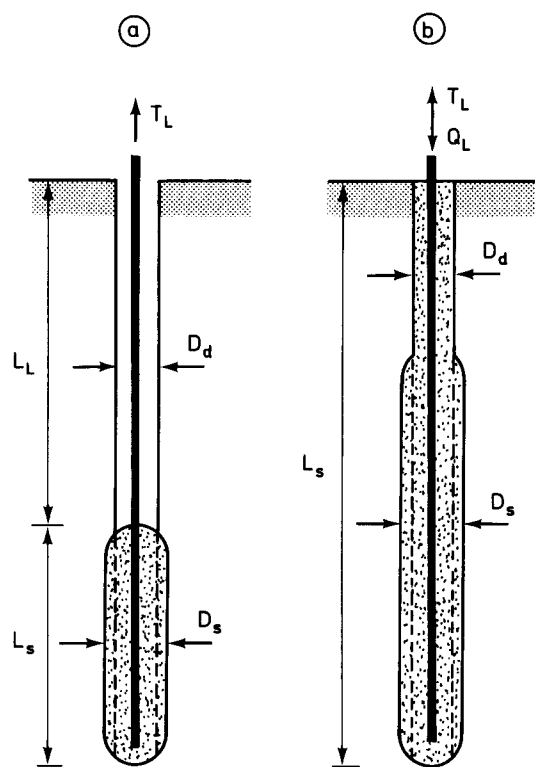


Fig. 14. — Représentation schématique d'un tirant (a) et d'un micropieu (b).

Le type et la nuance de l'acier appelé à constituer l'armature étant choisis, on calcule la section nécessaire S_a . Il suffit pour cela de minorer le taux de travail correspondant à la limite élastique conventionnelle T_G . Dans le cas d'un tirant, et

* Le plus souvent d'ailleurs, aujourd'hui, à partir d'un programme de calcul automatique de poussée-butée.

suivant son type, on adoptera, conformément aux recommandations du dernier document TA 85 [31] :

$$\begin{aligned} T_A &\leq 0,75 T_G \quad \text{pour les tirants provisoires,} \\ T_A &\leq 0,60 T_G \quad \text{pour les tirants permanents.} \end{aligned}$$

Dans les deux cas T_G désigne la force de traction correspondant à la limite élastique de l'armature du tirant.

Pour ce qui concerne les micropieux, et conformément aux directives du document DTU 13.2 [32], on vérifiera que :

$$\begin{aligned} \text{et } T_A &\leq 2/3 T_G \quad \text{pour les sollicitations du 1^{er} genre,} \\ T_A &\leq 0,5 T_G \quad \text{pour les sollicitations du 2^e genre.} \end{aligned}$$

avec T_G défini comme pour les tirants.

La longueur libre L_L d'un tirant, dictée à son tour par la situation de la couche d'ancrage, fait l'objet d'une vérification qui consiste à s'assurer que cette longueur est suffisante pour délimiter un volume de sol, lequel, associé à l'ouvrage, n'encourt aucun risque de rupture d'ensemble. Celle-ci est étudiée en tenant compte du mode de fonctionnement particulier de l'ouvrage : renversement ou glissement pour les soutènements, soulèvement pour les cuvelages et radiers, etc.

Ce type d'analyses, et les calculs associés, font l'objet de nombreuses publications et textes à caractère réglementaire.

L'ensemble des remarques faites sur la vérification de la stabilité d'ensemble des tirants est, à quelques détails près, transposable aux micropieux.

IV.2. Calcul de la longueur scellée L_s

Pour que le scellement joue son rôle, tant pour un tirant que pour un micropieu, il faut tout d'abord que les aciers ne puissent pas glisser à l'intérieur du coulis. Il est convenu de n'effectuer à ce niveau aucune vérification puisque les coulis habituellement utilisés offrent des adhérences « acier-ciment » de 1 à 2 MPa, que l'on amplifie encore « mécaniquement »

par le crantage des barres et le toronnage des fils. En outre, pour les tirants, l'ondulation des faisceaux de fils ou torons et la courbure éventuelle des forages viennent parfaire l'« accrochage » des aciers ou coulis.

En ce qui concerne la détermination de la longueur de scellement au terrain cette fois, c'est-à-dire L_s , la méthode proposée tient compte des conclusions tirées d'études portant sur le mécanisme de mobilisation des efforts le long du scellement et du mécanisme de rupture, ou plus précisément de déchaussement [12], [33], [34], à savoir que le déchaussement d'une fondation injectée résultait également de l'apparition au contact du bulbe d'une surface de glissement (fig. 15) sur la totalité de laquelle le frottement latéral atteint sa valeur limite.

Cette constatation montre que le phénomène s'apparente encore une fois aux schématisations données pour la rupture des pieux [35], [36], [37].

Partant de ces considérations, on proposera de calculer L_s à partir de la formule générale :

$$T_L = \pi \cdot D_s \cdot L_s \cdot q_s,$$

avec

T_L : traction limite du tirant ou du micropieu isolé,

D_s : diamètre moyen du bulbe de scellement (fig. 14),

q_s : frottement latéral unitaire limite s'exerçant le long de la surface latérale du bulbe.

La valeur D_s dépend en premier lieu du diamètre de forage D_d mais aussi de la nature et de la compacité des sols et du mode de scellement, IRG ou IGU, auquel on recourt. Cette valeur est prise égale à $D_s = \alpha \cdot D_d$, en introduisant un coefficient majorateur α dont les valeurs sont données dans le tableau IV. Les valeurs du frottement latéral limite unitaire q_s dépendant pareillement de la nature du sol, de sa consistance ou compacité et bien évidemment du mode de scellement choisi (IRS ou IGU) pour réaliser les tirants ou les micropieux. Ces valeurs sont données par les abaques des figures 16, 17, 18 et 19, auxquels il y a lieu d'associer le tableau V pour effectuer les choix qui s'imposent.

Fig. 15. — Vue d'une partie de la surface de glissement le long d'un bulbe de tirant, scellé dans les argiles plastiques.

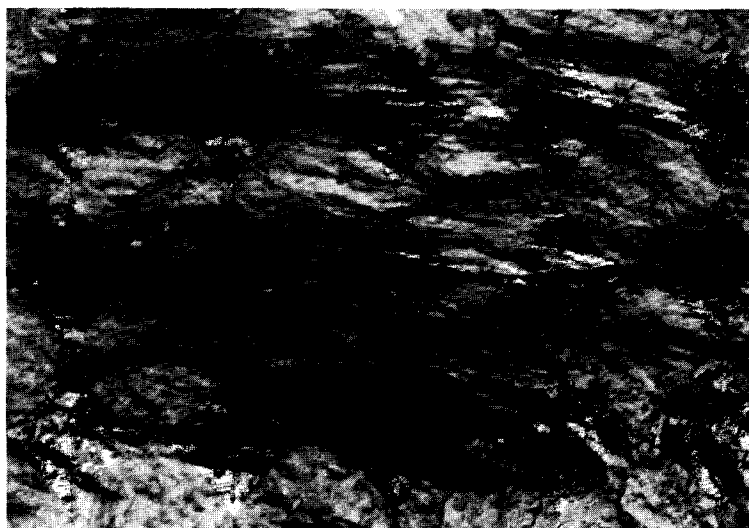


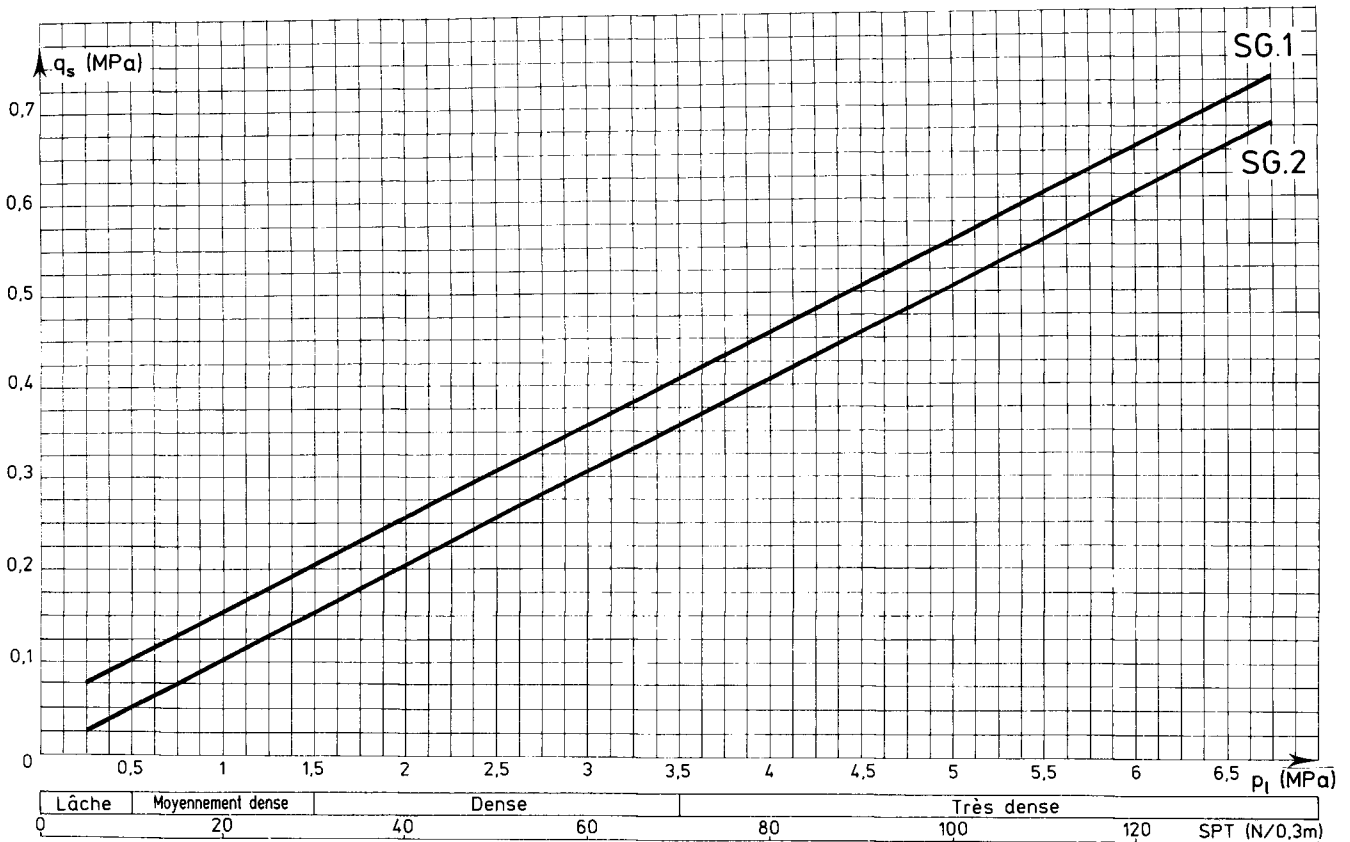
TABLEAU IV

Valeurs des coefficients α pour le calcul du diamètre moyen
du scellement d'un tirant ou micropieu injecté

SOLS	Coefficient α		Quantité minimale de coulis conseillée V_i
	IRS*	IGU**	
Grave	1,8	1,3 à 1,4	1,5 V_s^*
Grave sableuse	1,6 à 1,8	1,2 à 1,4	1,5 V_s
Sable graveleux	1,5 à 1,6	1,2 à 1,3	1,5 V_s
Sable grossier	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 V_s
Sable moyen	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 V_s
Sable fin	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 V_s
Sable limoneux	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	$\left\{ \begin{array}{l} 1,5 \text{ à } 2 \text{ } V_s \text{ pour IRS} \\ 1,5 \text{ } V_s \text{ pour IGU} \end{array} \right.$
Limon	1,4 à 1,6	1,1 à 1,2	$\left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ } V_s \text{ pour IRS} \\ 1,5 \text{ } V_s \text{ pour IGU} \end{array} \right.$
Argile	1,8 à 2	1,2	$\left\{ \begin{array}{l} 2,5 \text{ à } 3 \text{ } V_s \text{ pour IRS} \\ 1,5 \text{ à } 2 \text{ } V_s \text{ pour IGU} \end{array} \right.$
Marne	1,8	1,1 à 1,2	1,5 à 2 V_s pour couche compacte
Marno-calcaire	1,8	1,1 à 1,2	
Craie altérée ou fragmentée	1,8	1,1 à 1,2	2 à 6 V_s ou plus, si couche fracturée
Rocher altéré ou fragmenté	1,2	1,1	1,1 à 1,5 V_s si couche finement fissurée 2 ou plus si couche fracturée

V_s : volume du bulbe de scellement.
 IRS : injection répétitive et sélective.
 IGU : injection globale en presse unifiée.

* : avec $p_i \geq p_l$
 ** : avec $0,5 p_l < p_i < p_l$

Fig. 16. — Abaques pour le calcul de q_s pour les sables et graviers.

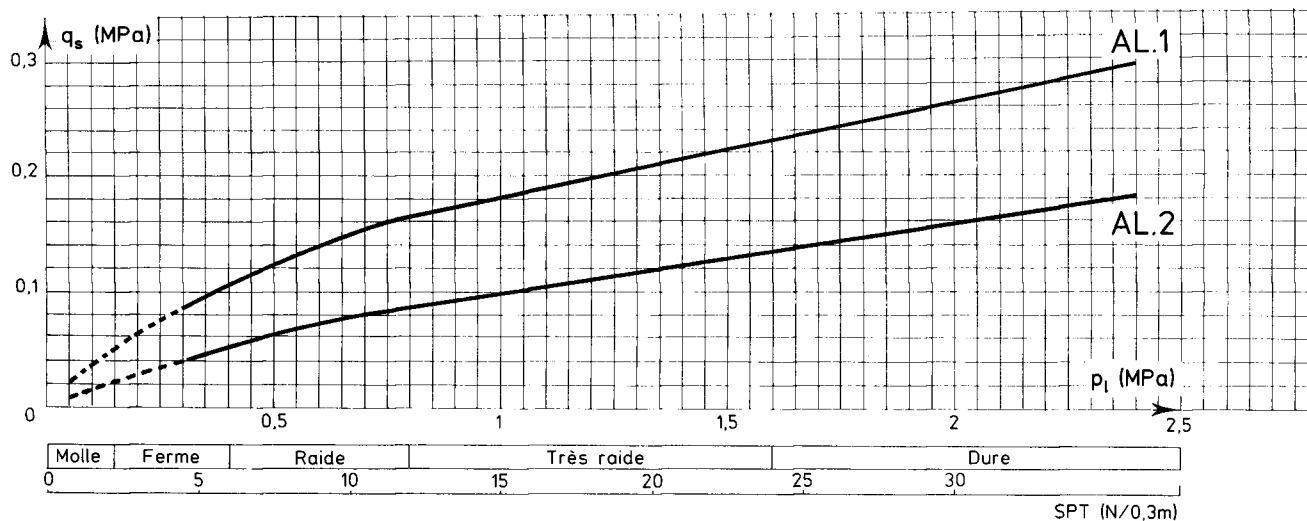


Fig. 17. — Abaques pour le calcul de q_s pour les argiles et limons.

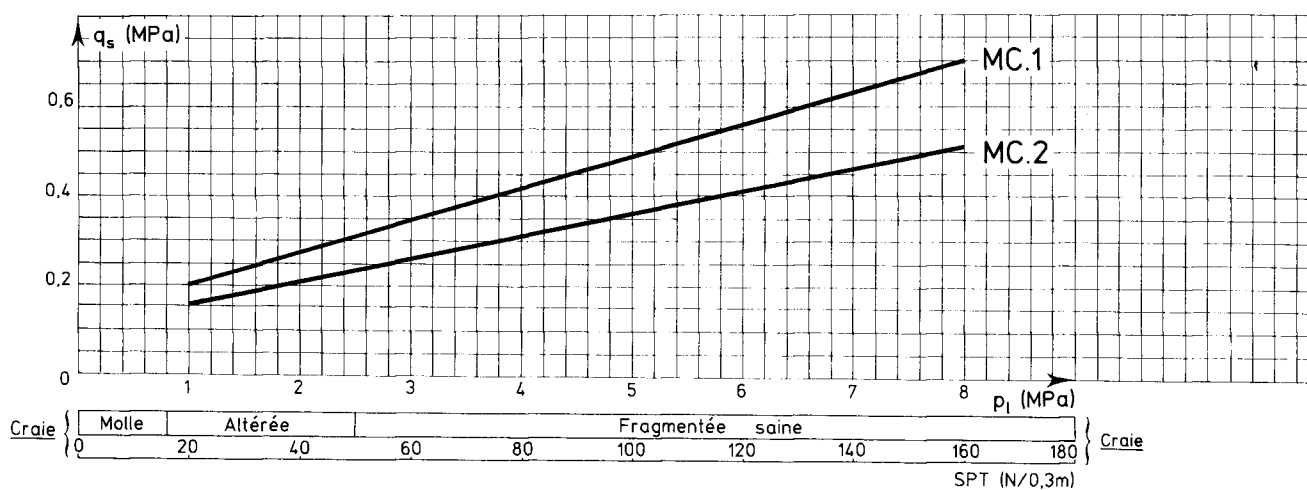


Fig. 18. — Abaques pour le calcul de q_s pour les craies, marnes et mano-calcaires.

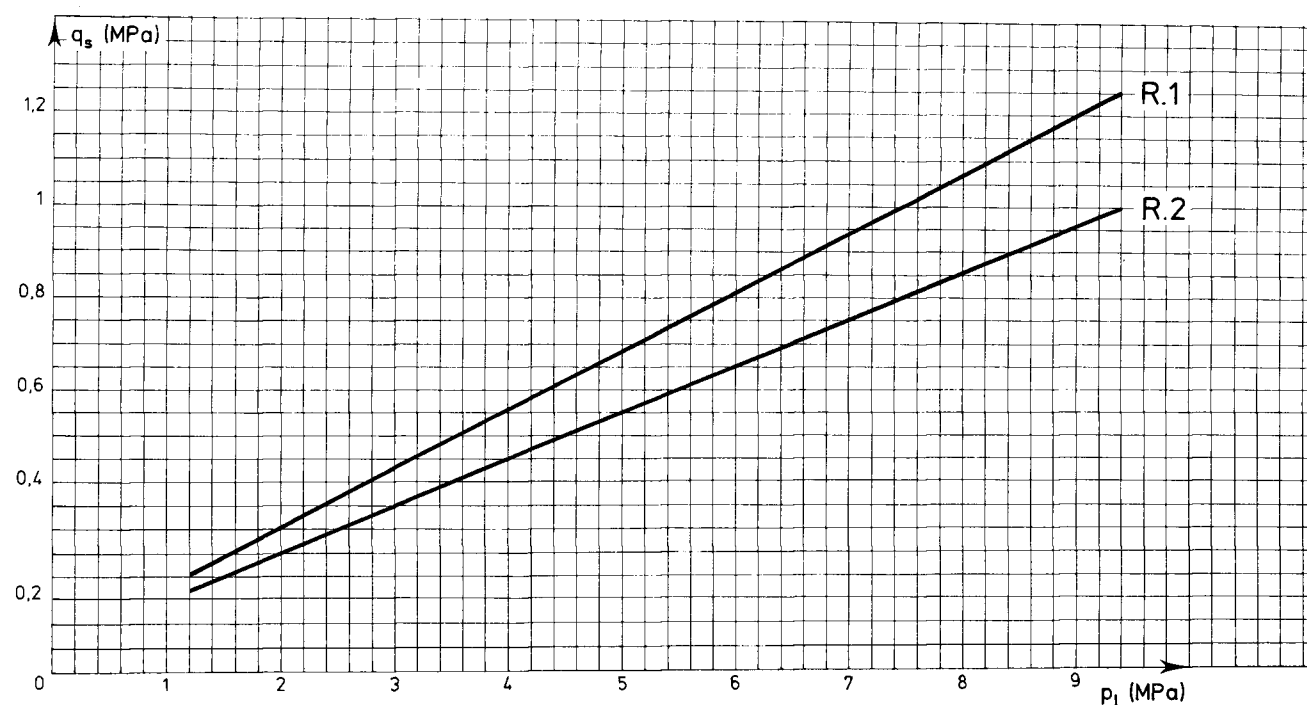


Fig. 19. — Abaques pour le calcul de q_s pour le rocher altéré et fragmenté.

TABLEAU V

Tableau pour le choix des abaques de calcul de frottement latéral unitaire limite q_s

SOLS	Mode d'injection	
	IRS*	IGU**
Grave Grave sableuse Sable graveleux Sable grossier Sable moyen Sable fin Sable limoneux	SG.1	SG.2
Limons Argile	AL.1	AL.2
Marne Marno-calcaire Craie altérée ou fragmentée	MC.1	MC.2
Rocher altéré ou fragmenté	≥ R.1	≥ R.2
* : avec $p_i \geq p_l$ ** : avec $0,5 p_l < p_i < p_l$		

Lorsque le scellement d'un tirant ou d'un micropieu L_s est à cheval sur plusieurs couches, bien que la configuration qui prévaut dans la majorité des cas soit la couche unique, on tiendra compte, au niveau du calcul des valeurs q_{si} de chacune des couches intéressées. Cela revient à écrire, comme cela se fait d'ailleurs habituellement pour les pieux :

$$T_L = \sum_i \pi D_{si} \cdot q_{si} \cdot l_{si}$$

avec

l_{si} : longueur de bulbe scellée dans la couche i , comme indiqué sur la figure 20 (où $i = 1, 2$ ou 3).

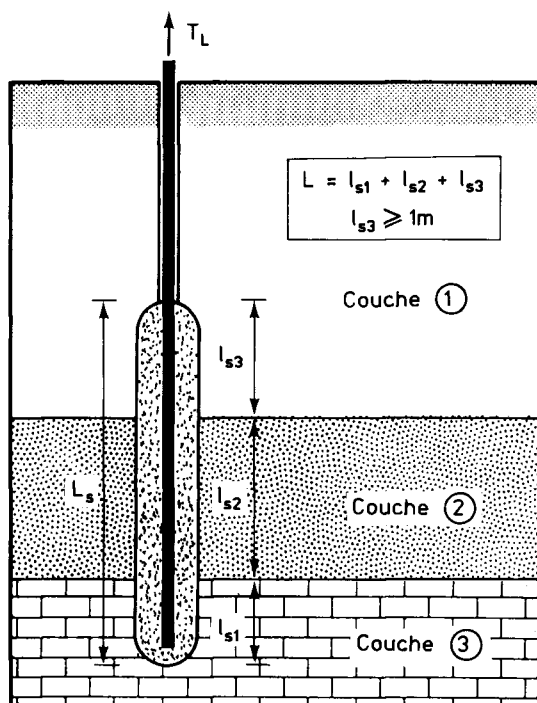


Fig. 20. — Représentation schématique d'un tirant scellé dans un multicouche, et condition de longueur minimale dans la dernière couche.

IV.3. Remarques sur l'application des paramètres de calcul et cas particuliers

Coefficient α

La prise en compte des valeurs α implique de satisfaire impérativement certaines conditions d'exécution, notamment en ce qui concerne le choix du mode d'injection (IRS ou IGU) et les quantités de coulis (V_i) à passer dans le terrain au droit de la longueur L_s , lesquelles excèdent, comme on peut le noter dans le tableau IV, le volume du bulbe de scellement V_s calculé en tenant compte du coefficient majorateur α (pour simplifier, le calcul de V_s est à effectuer sans tenir compte du volume des armatures). Le fait que l'on exige une quantité de coulis prédéterminée au moins égale à V_i est justifié pour plusieurs raisons :

- parce qu'il faut bien injecter une première quantité de coulis V_s au moins égale à celle que requiert la constitution du bulbe de scellement, calculée par application du coefficient majorateur α ,
- parce qu'il est expérimentalement justifié de compléter cette première quantité par un survolume qui a pour but de compenser les effets de l'essorage dans le terrain, les pertes inévitables liées à la technique même de l'injection (purgés des circuits, décantations locales, irrégularité de course des pistons des pompes, etc.), mais surtout d'offrir l'avantage de traiter le sol à la périphérie immédiate du bulbe.

Qu'il ait pour effet d'étancher (cas des formations fissurées et fracturées), de consolider ou même de claquer (cas des argiles, limons argileux, marnes argileuses), ce traitement très localisé ne manquera pas d'améliorer dans tous les cas, et cela d'une manière considérable, la tenue du scellement [38].

Les valeurs des coefficients α ont été établies pour des dosages de coulis habituellement utilisés en France, à savoir pour des coulis de C/E compris entre 1,5 et 2,4.

Abaques q_s

En ce qui concerne le choix de q_s , on notera que, d'après les indications du tableau V, on ne fait aucunement dépendre ce paramètre du diamètre du bulbe (D_s) ou du diamètre de perforation (D_d). Cela parce que l'examen de l'ensemble des résultats d'essais obtenus par les LPC ne permet pas de conclure que D_s et D_d aient une quelconque influence sur la valeur de q_s , tout au moins pour les gammes de diamètres de perforation considérées et allant, d'après le tableau II, de 95 à 242 mm. De même, il ne paraît pas utile pour la pratique courante de proposer un abattement de q_s lorsque la longueur de scellement L_s croît. Pour les longueurs scellées L_s comprises entre 5 et 18 m dont on disposait (tableau II), on n'a pas observé de chutes particulières des valeurs de q_s pour les plus grandes longueurs L_s .

L'ensemble des abaques q_s ayant été établis à partir de résultats correspondant à des tirants et à des micropieux verticaux ou inclinés, l'inclinaison pou-

vant aller de 15° à 45° sur l'horizontale, ils sont applicables à toutes les configurations de la pratique courante. Il faut savoir, en revanche, que les valeurs mesurées de q_s qui ont servi à l'établissement de ces mêmes abaques traduisaient le comportement de scellements réalisés avec des toits * d'une épaisseur minimale d'au moins 5 m, pour les tirants, bien évidemment. Toujours pour ces derniers, donc, il s'agit là d'une condition qu'il est prudent de satisfaire si l'on ne veut pas compromettre la mise en œuvre d'un scellement de type IRS et, par voie de conséquence, sa tenue ultérieure. On pourra cependant toujours y déroger lorsque la nature et la compacité des terrains composant le toit le justifieront. Inversement, dans le cas où le toit est constitué par des remblais hétéroclites, des éboulis naturels, des enrochements rapportés, en bref des matériaux « ouverts », on pourra exiger que son épaisseur soit supérieure à 5 m.

Pour ce qui concerne les micropieux dont la longueur scellée L_s rejoint toujours, en règle générale, la surface du terrain naturel ou la plate-forme de travail, on pourra considérer, sauf configuration géotechnique très particulière, que, pour les cinq premiers mètres, il est préférable de ne compter que sur un scellement de qualité IGU. On s'alignera alors au niveau des calculs, et toujours pour les cinq premiers mètres, sur les valeurs q_s et α associées à ce mode de scellement. Des terrains très compacts de nature rocheuse affleurants constituent bien évidemment l'exemple-type qui permet de déroger à cette règle : les essais en vraie grandeur montrent bien que, dès les premiers mètres, une injection convenablement réalisée dans les terrains de nature rocheuse confère au scellement une qualité de tenue au moins égale à celle de la classe IRS. On notera enfin qu'il semble prudent, dans la pratique courante, de retenir des longueurs de scellement L_s au moins égales à 4 m. Lorsque le scellement recoupe plusieurs couches, il est raisonnable d'exiger que la longueur d'encastrement dans la dernière couche soit au moins égale à 1 m afin de pouvoir en tenir compte dans les calculs, cela pour couper court à toute spéculation abusive de la part du projeteur sur les résistances qu'offrent les couches raides de nature rocheuse. Ces dispositions sont schématisées sur la figure 20.

Les abaques proposés pour le choix de q_s ont été tirés d'essais préalables dont les conclusions ont été extrapolées à des chantiers où étaient mis en œuvre des tirants ou des micropieux dont les espacements étaient compris entre 1,60 et 3,80 m.

IV.4. Commentaires sur la représentativité de la méthode de calcul

Les abaques des figures 16, 17, 18 et 19, relatifs aux sables, graves, argiles et limons, ont été établis à partir de valeurs q_s directement mesurées lors des essais conduits par les LPC, ou transposées de

travaux présentés par les auteurs étrangers [13], [14], [15], [16], [17], [18]. Dans ces derniers cas, les valeurs mesurées q_s n'étant jamais associées à des essais pressiométriques, il a fallu obligatoirement, pour effectuer la transposition dans une échelle q_s - p_l , établir les corrélations correspondantes apparaissant comme les plus probables. Les figures 21, 22, 23 et 24 font apparaître où se situent, par rapport aux abaques finalement proposés pour le calcul, les différentes valeurs q_s dont on a tenu compte. Les valeurs soulignées indiquent les cas pour lesquels le frottement n'a pas été totalement mobilisé.

On remarque pour les sables et graves (fig. 21) la forte dispersion des résultats, en particulier pour les tirants de type IRS. Moins marquée dans l'ensemble pour les argiles ou limons (fig. 22), cette dispersion reste encore très accentuée pour les tirants IRS correspondant à la plage de p_l comprise entre 0,5 et 0,8 MPa. Il est intéressant de savoir à ce propos que les valeurs élevées de q_s ont été obtenues pour des tirants réalisés sur un plot expérimental [10] où l'exécution a bénéficié de conditions exemplaires, difficiles à respecter sur les chantiers courants.

Le cas des craies, marnes, marno-calcaires (fig. 23) et des rochers (fig. 24) pose un autre problème : celui du faible nombre d'essais en notre possession pour chacune de ces formations.

Il convient d'ajouter à ce manque le fait qu'il est très difficile d'obtenir pour les horizons les plus raides des valeurs q_s pleinement mobilisées. Cela est particulièrement criant pour les rochers, pour lesquels les abaques de calcul ont dû être établis en tenant compte de valeurs q_s presque toujours non mobilisées. De plus, et toujours pour les rochers, les valeurs rapportées correspondent essentiellement à des calcaires ou à des grès. Il s'agit là d'un autre facteur limitant sans aucun doute la représentativité des abaques de la figure 24 lorsque l'on connaît la diversité des roches pouvant être rencontrées dans la pratique.

Il faut rappeler à ce propos que le projeteur, qui est confronté à l'obligation de calculer le scellement de tirants ou micropieux dans le rocher, trouvera dans les travaux de Comte [22], Gouvenot [11], Littlejohn et Bruce [20] de précieuses indications relatives aux frottements mobilisables dans les faciès les plus divers. Tout cela explique que dans le tableau V, consacré au choix des abaques, on laisse entendre que pour le rocher les abaques R.1 et R.2 ne constituent qu'un minimum. On pourra dans bien des cas démontrer, moyennant la réalisation d'essais préalables, que des valeurs nettement plus élevées de q_s peuvent être adoptées.

L'ensemble de toutes ces considérations a conduit à faire preuve d'une certaine prudence lors du choix des abaques q_s et des coefficients α . Un nombre plus important d'essais permettra à coup sûr de mieux affiner la méthode, tout en offrant très probablement la possibilité de retenir pour les formations les plus raides (marno-calcaires, rochers, mais aussi sables et graves très denses) des valeurs q_s supérieures à celles qui sont proposées ici.

* On entend par là, la couverture de terrains qui permet de monter en pression lors de l'injection.

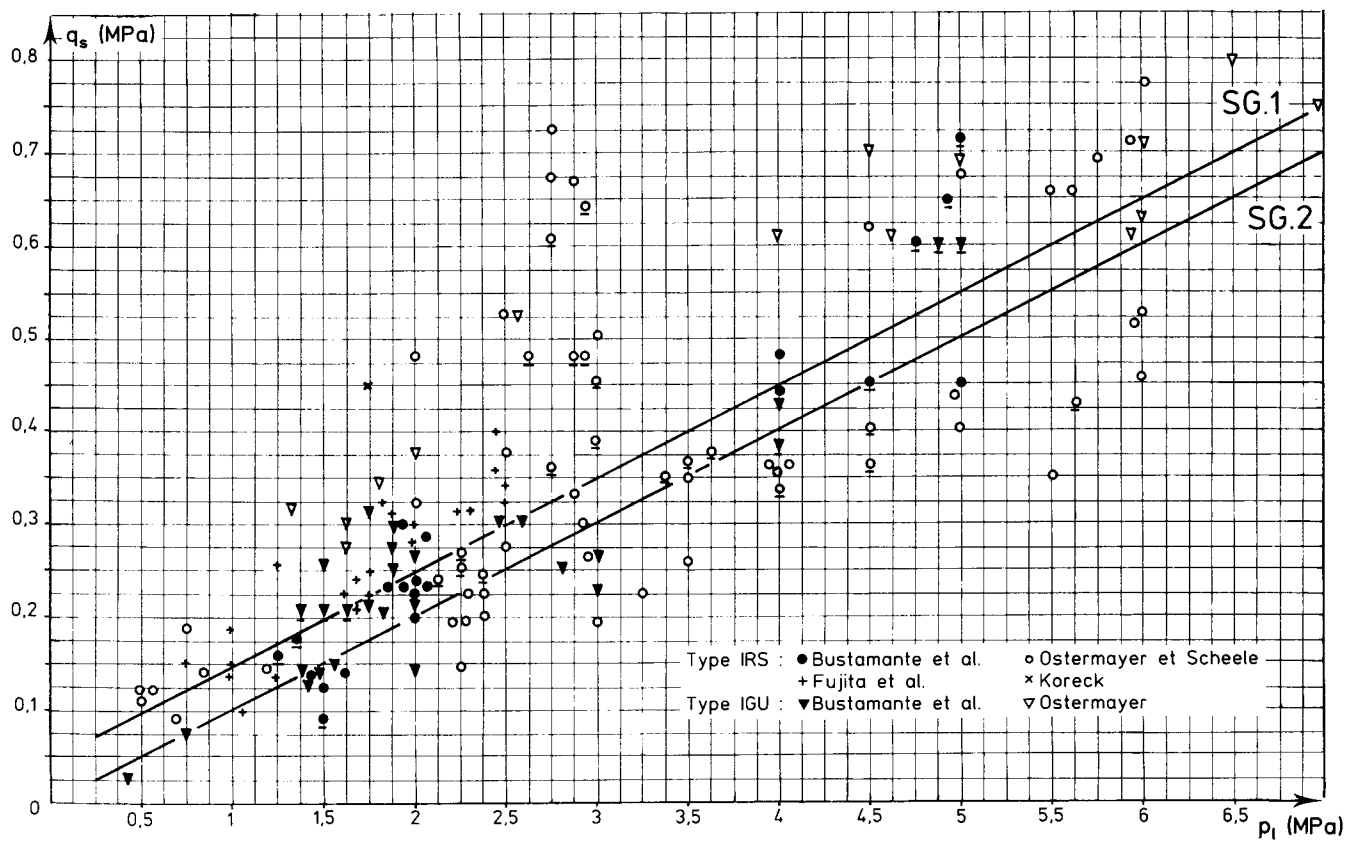


Fig. 21. — Valeurs des q_s mesurés pour les sables et graves, pour seize sites.

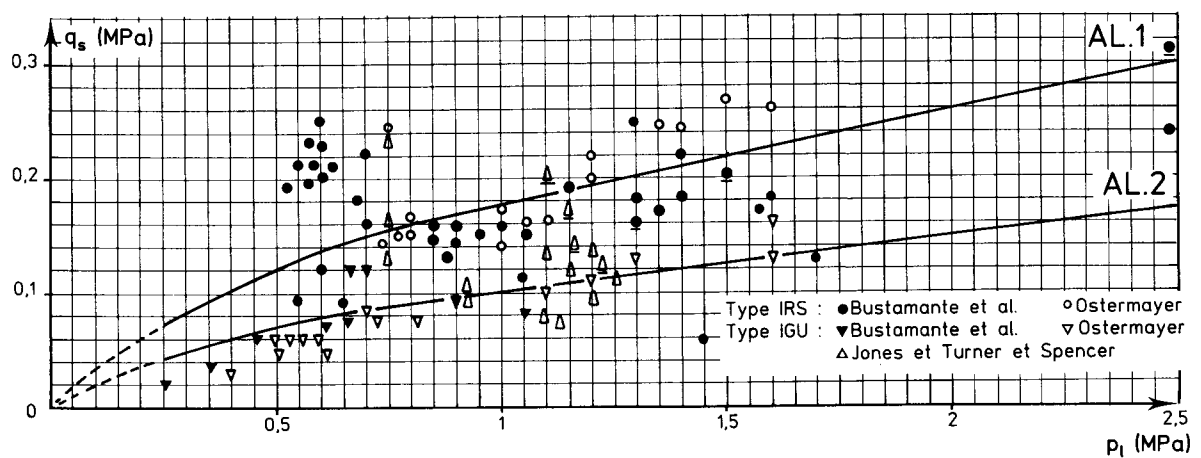


Fig. 22. — Valeurs des q_s mesurés pour les argiles et limons, pour onze sites.

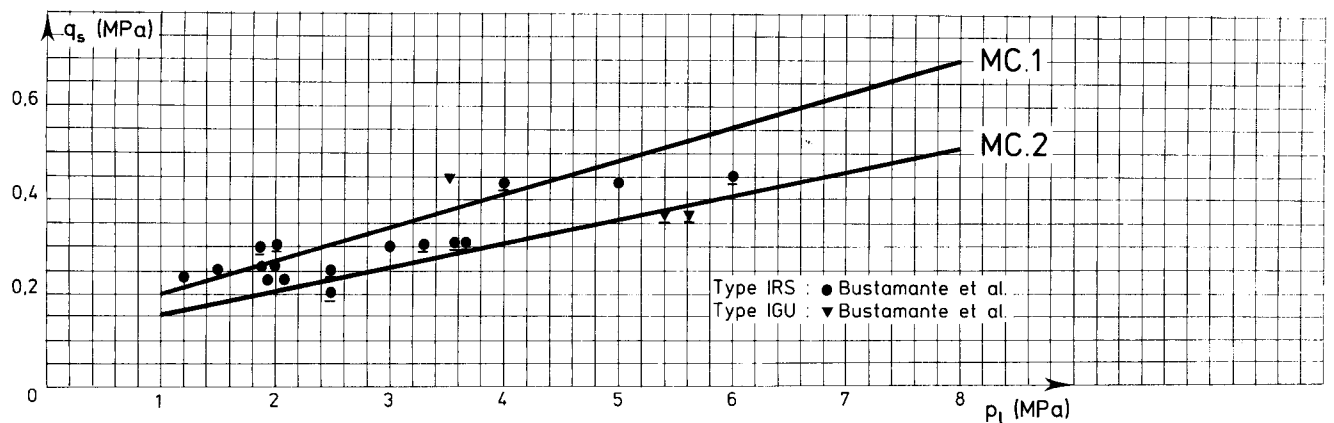


Fig. 23. — Valeurs des q_s mesurés pour les craies, marnes et marno-calcaire, pour sept sites.

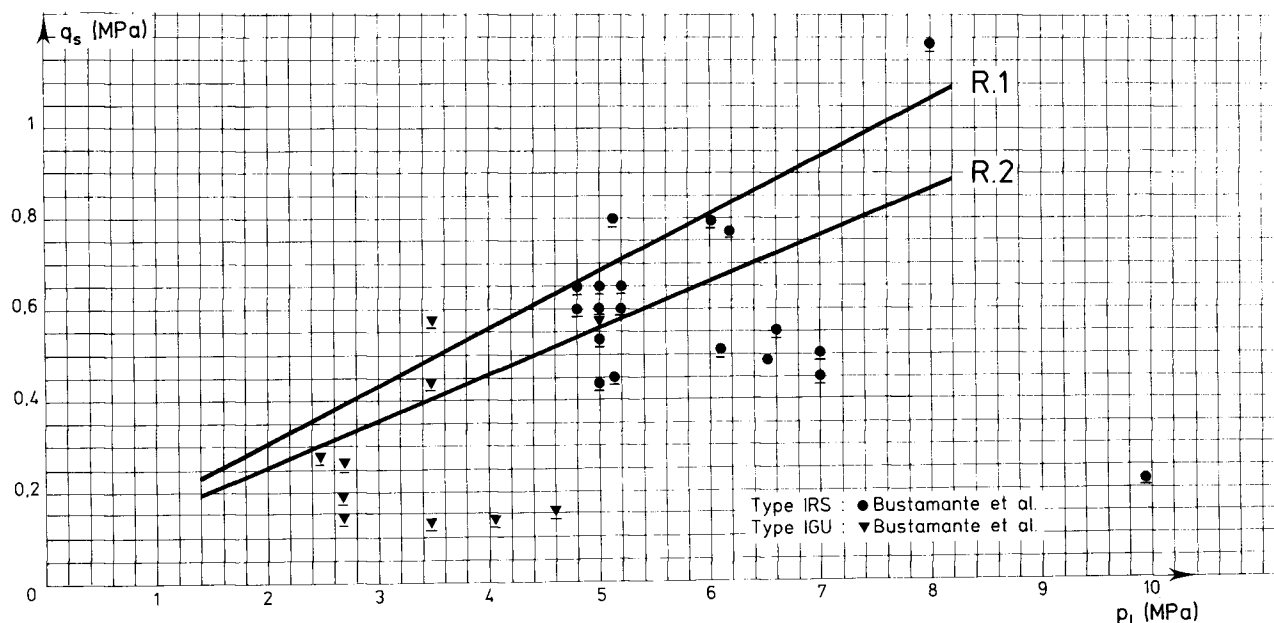


Fig. 24. — Valeurs des q_s mesurées pour le rocher altéré et fragmenté, pour dix sites.

V. LE CALCUL DES MICROPIEUX SOUMIS À LA COMPRESSION

On a vu que la méthode de calcul énoncée au paragraphe IV s'appliquait aux tirants comme aux micropieux sous tension. Il est possible de l'adapter au calcul des micropieux sollicités en compression, sous réserve de tenir compte de la résistance offerte par la pointe.

Par analogie avec la formule bien connue réservée aux pieux, on écrit :

$$Q_L = Q_L^p + Q_L^s$$

avec

Q_L : charge limite, en tête du micropieu,
 Q_L^p : résistance de pointe limite du micropieu,
 Q_L^s : frottement limite le long du scellement.

Considérant que, pour un scellement injecté, la valeur du frottement latéral mobilisable sous tension est égale à la valeur mobilisable lors du chargement, on obtient :

$$Q_L^s = T_L$$

Ainsi, le terme Q_L^s peut être calculé directement à partir des abaques q_s des figures 18, 19, 20 et 21 et des instructions des tableaux associés IV et V (voir § IV.2), tout en tenant compte des observations faites aux paragraphes IV.3 et IV.4.

La résistance de pointe Q_L^p n'excédant pas, en général, 15 à 20 % du terme du frottement latéral,

celle-ci peut être calculée forfaitairement pour la pratique courante par application de la règle simplifiée [39], [40] :

$$Q_L^p = 0,15 \cdot Q_L^s$$

Lorsque l'on souhaitera pour des cas particuliers préciser le calcul de ce même terme, on pourra recourir à la formule préconisée pour les pieux :

$$Q_L^p = s_p \cdot k_p \cdot p_l$$

avec

s_p : section de la pointe du bulbe de scellement de diamètre D_s , calculée comme pour les tirants (voir § IV.2), si la mise en œuvre garantit effectivement à ce niveau une augmentation du diamètre de forage D_d ,

K_p : facteur de portance de la pointe, pris égal à :
 1,2 pour les sables et graves,
 1,6 pour les argiles,
 1,8 pour les argiles et les marnes,
 1,5 pour le rocher altéré et fragmenté,

p_l : pression limite du sol sous la pointe mesurée au pressiomètre Ménard.

Enfin, lorsque certaines conditions sont réunies, touchant à la configuration des couches (présence de sols intercalaires particulièrement médiocres : sables fins, lâches, vasards, argiles très molles, etc.) ou à la géométrie du micropieu (élancements très importants), on n'oubliera pas pour les charges élevées de vérifier la tenue du fût au flambement. On pourra s'inspirer pour le faire des travaux effectués sur le sujet par Gouvenot [41].

VI. CHOIX DES COEFFICIENTS DE SÉCURITÉ

Partant des tractions ou charges limites T_L ou Q_L , on propose de calculer les valeurs de service (ou admissibles) correspondantes, à savoir T_A et Q_A , par application des coefficients de sécurité F_s figurant dans le tableau VI.

Il faut noter que ces coefficients sont préconisés pour des charges de type statique. Pour les projets où l'on s'attend à des sollicitations de caractère cyclique, les valeurs figurant au tableau VI pourront faire l'objet de majorations éventuelles. Toutefois, si les conclusions des essais préalables, jugés

suffisamment représentatifs, le permettent, on pourra appliquer aux charge limites mesurées $\bar{T}_L$ et $\bar{Q}_L$, des valeurs de coefficients de sécurité inférieures à celles préconisées dans le tableau VI, 1,5 à 1,75 par exemple.

Parce que l'ignorance des spécialistes est à peu près totale sur le sujet, il est vivement conseillé, afin de pouvoir fixer de tels taux de majoration, d'entreprendre, suffisamment en amont, des essais préalables en vraie grandeur dont la conception même des programmes (nombre de cycles, amplitude et fréquence) permettra d'appréhender l'incidence de ce genre de sollicitation sur le comportement du tirant ou du micropieu.

TABLEAU VI
Valeurs des coefficients de sécurité applicables au calcul des tirants et micropieux injectés.

Type de fondation injectée	Durée d'utilisation	Valeur du coefficient de sécurité F_s suivant le mode de sollicitation	
		arrachement	compression
Tirant	provisoire	1,8	—
	permanent	2,0	—
Micropieu	provisoire	2,0	1,8
	permanent	2,2	2,0

CONCLUSIONS

La méthode de calcul qui est proposée résulte essentiellement d'un ensemble de données fournies par de nombreux essais en vraie grandeur réalisés sur des tirants ou des micropieux injectés, dans le cadre de projets concrets. Elle concerne l'estimation de la capacité d'ancrage ou de la portance de ces deux types de fondations injectées, lesquelles sont soumises à des sollicitations axiales du type statique. Calée du point de vue géotechnique sur les essais pressiométriques ou SPT, elle tient compte, autant que faire se peut, des différentes techniques et particularités de mise en œuvre propres aux tirants et micropieux actuellement commercialisés sur le marché. Pratique et simple dans son utilisation, elle est destinée à répondre aux besoins des ingénieurs de bureaux d'études ou de contrôle des services privés ou publics.

Toutefois, en dépit du fait qu'elle est étalonnée sur des essais réels, la méthode ne suffit pas à garantir dans tous les cas des capacités d'ancrages ou des

portances effectives conformes à celles estimées par le calcul. Tout comme pour les pieux, l'hétérogénéité des sols et les aléas de la mise en œuvre devront inciter à la prudence. On se gardera aussi d'être excessivement dirigiste au niveau du choix des paramètres d'exécution associés à la méthode de calcul (N_i , V_i , p_i , Q_i). Enfin, on ne manquera pas de rappeler qu'un plot d'essais préalables reste encore le meilleur moyen de vérifier la validité des choix faits au niveau du projet. Et un pareil plot sera d'autant plus justifié qu'il sera associé à l'étude de projets importants.

On fera remarquer, pour conclure, que la présente méthode de calcul se rapporte aux techniques actuelles de tirants et micropieux. Il n'est pas exclu que des recherches en cours ou de nouveaux développements technologiques, tant au niveau des armatures qu'au niveau des coulis ou modes de scellement, n'obligent à compléter ou revoir la méthode proposée.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] BUSTAMANTE M., Note technique LCPC, *Les tirants d'ancrage injectés précontraints*, Paris, nov. 1979.
- [2] Recommandation concernant la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des tirants d'ancrage, Bureau Securitas, TA 77, Eyrolles sept. 1977.
- [3] JORGE G. R., Le tirant IRP réinjectable pour terrains meubles, karstiques ou à faibles caractéristiques géotechniques, *Construction*, n° 9, tome XXV, Paris, sept. 1970.
- [4] CLÉMENT P., NAVARRO M., Les tirants en terrain meuble type TM, *Travaux*, **450**, oct. 1972.
- [5] FENOUX Y., Pieux aiguilles IM, *Construction*, n° 6, tome XXXI, Paris, juin 1976.
- [6] WEATHERBY D. E., *Tiebacks*, US Department of Transportation, Washington, July 1982.
- [7] HERBST T. F., *The Gewi-pile, a solution for difficult foundations problems*, Symposium on Recent Developments in Ground Improvement Techniques, Bangkok ; 29 nov.-3 déc. 1982.
- [8] GOUVENOT D., Quelques réflexions sur les injections de scellement, *Annales ITBTP*, **359**, Paris, févr. 1978.
- [9] BUSTAMANTE M., GOUVENOT D., *Essais de pieux de haute capacité scellés par injection sous haute pression*, 6^e Congrès européen de Mécanique des sols et travaux de fondations, Vienne, 1976.
- [10] BUSTAMANTE M., DELMAS F., LACOUR J., Comportement des tirants précontraints dans une argile plastique, *Rev. française de Géotechnique*, **3**, Paris, janv. 1978.
- [11] GOUVENOT D., Essais en France et à l'étranger sur le frottement latéral en fondation : amélioration par injection, *Travaux*, **464**, Paris, nov. 1973.
- [12] BUSTAMANTE M., *Capacité d'ancrage et comportement des tirants injectés, scellés dans une argile plastique*, Thèse docteur-ingénieur ENPC, Paris, déc. 1980.
- [13] FUJITA K., UEDA K., KUSABUKA M., A method to predict the load-displacement relationship of ground anchors, *Rev. française de Géotechnique*, **3**, Paris, janv. 1978, pp. 58-62.
- [14] KORECK W., Small diameter bored injection piles, *Ground engineering*, May 1978.
- [15] JONES D. A., SPENCER I. M., Clay anchors. A caribbean case history, *Ground engineering*, vol. 17 n° 1, January 1984.
- [16] JONES D. A., TURNER M. J., Load tests on post-grouted micropiles in London clay, *Ground engineering*, vol. 6 n° 13, September 1980.
- [17] OSTERMAYER M., *Construction, carrying behaviour and creep characteristics of ground anchors*, Conference on Diaphragm walls and anchorages, Institution of Civil Engineers, London, 1974.
- [18] OSTERMAYER H., SHEELE F., *Research on ground anchors in non cohesive soils*, Comptes rendus 9^e Congrès international de Mécanique des sols et des travaux de fondations, Tokyo, 1977.
- [19] LITTLEJOHN G. S., Soils anchors, *Proceedings of Conference on Ground engineering*, Institution of Civil Engineers, London, 1970.
- [20] LITTLEJOHN G. S., BRUCE D. A., *Rock anchors — State of the Art*, Foundation Publications Ltd., England, 1976.
- [21] HANNA T. H., Foundations in Tension, Ground anchors, *Trans. Tech. Publ.*, 1982.
- [22] COMTE Ch., *Technologie des tirants*, Verlag Leeman, Zürich, 1971.
- [23] DUPEUBLE P., BRULOIS, *Mesures et observations concernant le comportement des tirants d'ancrage en terrain meuble*, Comptes rendus 7^e Congrès international de Mécanique des sols et des travaux de fondations, Mexico, 1969.
- [24] BUSTAMANTE M., *L'essai préalable statique de tirant d'ancrage injecté*, Projet de Mode Opérateur, LCPC, Paris, déc. 1980.
- [25] BUSTAMANTE M., FORESTIER J.-F., LACOUR J., SEVESTRE J.-J., Essais préalables de tirants précontraints définitifs pour la rive gauche de la Seine, Pont de Saint-Cloud-Pont de Sèvres, *Travaux*, **450**, oct. 1972.
- [26] BUSTAMANTE M., JÉZÉQUEL J.-F., Mesure des elongations dans les pieux et tirants à l'aide d'extensomètres amovibles, *Travaux*, **489**, déc. 1975.
- [27] BUSTAMANTE M., GIANESSELLI L., Préviation de la capacité portante des pieux isolés sous charge verticale. Règles pressiométriques et pénétrométriques, *Bull. liaison Labo. P. et Ch.*, **113**, mai-juin 1981, pp. 83-108.
- [28] BAGUELIN F., JÉZÉQUEL J.-F., SHIELDS D., The pressurometer and foundations engineering, *Trans. Tech. Publ.*, 1978.
- [29] CASSAN M., *Les essais in situ en mécanique des sols*, vol. 2, Application et méthodes de calcul, Eyrolles, Paris, 1978.
- [30] WASCHKOWSKI E., *Comparaison entre les résultats des essais pressiométriques et le SPT*, Rapport Labo. régional de Blois, juin 1976.
- [31] BUSTAMANTE M., LOGEAS L., *Nouveautés en matière de tirants d'ancrage*, 3^e édition des recommandations du Bureau Securitas, TA 85, Conférence ITBTP, Paris, 23 avril 1985.
- [32] CSTB (Centre scientifique et technique du bâtiment), *Travaux de fondations profondes pour le bâtiment*, Document technique unifié, n° 13-2, Cahier des charges, juin 1978.
- [33] BUSTAMANTE M., GOUVENOT D., GRIMAULT O., MARCHAND D., Étude du comportement de tirants IRP Solétanche, Recherche expérimentale sur la répartition des efforts dans le scellement, *Travaux*, **490**, janv. 1976.
- [34] DAVIS A., PLUMELLE, Comportement des tirants d'ancrage dans un sable fin, *Rev. française de Géotechnique*, **10**, févr. 1980.

- [35] CAMBEFORT H., Essai sur le comportement en terrain homogène de pieux isolés et des groupes de pieux, *Annales ITBTP*, **204**, déc. 1964.
- [36] BAGUELIN F., VENON J.-P., Influence de la compressibilité des pieux sur la mobilisation des efforts résistants, Journées nationales du Comité français de la mécanique des sols et des fondations, Paris, mai 1971, *Bull. liaison Labo. P. et Ch.*, Numéro spécial, Le comportement des sols avant la rupture, juin 1972, pp. 308-322.
- [37] FRANK R., *Étude théorique du comportement des pieux sous charge verticale. Introduction de la dilatance*, Thèse docteur-ingénieur, Univ. Paris VI, nov. 1974.
- [38] CAMBEFORT M., *Injection des sols*, tomes 1 et 2, Eyrolles, Paris, 1964.
- [39] BUSTAMANTE M., GIANESSELLI L., LEDOUX J.-L., SEIGLE B., KLOS J., Portance d'un micropieu dans les marnes, *Bull. liaison Labo. P. et Ch.*, **128**, nov.-déc. 1983, pp. 47-54.
- [40] CADILHAC F., *Suivi d'essais de chargement de micropieux*, Rapport Labo. régional Est parisien, juil. 1982.
- [41] GOUVENOT D., Essais de chargement et flambement de pieux aiguilles, *Annales ITBTP*, **334**, déc. 1975.
-