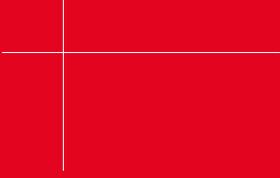
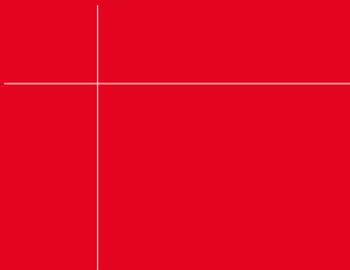
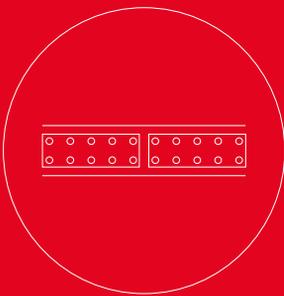
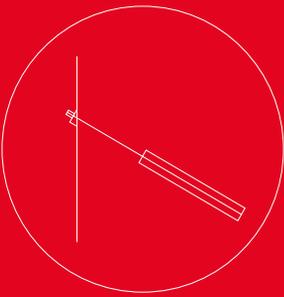
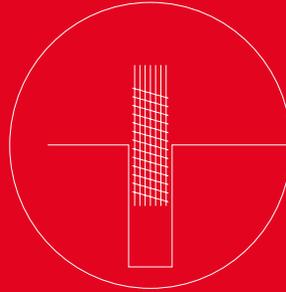


Guide technique



GUIDE TECHNIQUE

SOLETANCHE BACHY

INTRODUCTION

La précédente édition du guide technique Soletanche datait des années 80 !

Depuis longtemps, les maîtres d'ouvrage, maîtres d'œuvre, bureaux d'études nous réclamaient une nouvelle édition de ce guide.

Il est vrai que la plupart de nos techniques, ainsi que le matériel, avaient fortement évolué. Le développement durable, préoccupation importante de l'entreprise, a également été pris en compte dans les développements de nos techniques présentées dans ce recueil.

Par ailleurs le développement de certains procédés - injection solide, injection de compensation, soil mixing - nécessitait la rédaction de nouveaux chapitres.

Enfin, l'utilisation courante de l'électronique avait fait évoluer nos systèmes de contrôle. Les experts du groupe Soletanche Bachy ont ainsi été mis à contribution et le document a été entièrement revu.

Nous sommes donc heureux de vous présenter enfin cette édition.

Nous espérons qu'elle figurera, en bonne place, dans votre bibliothèque technique.

Les auteurs

Sommaire

ECRANS DE SOUTÈNEMENT	13
1. Définition	15
2. Les différents types d'écrans de soutènement	
2.1. Ecrans discontinus.....	15
2.2. Ecrans continus.....	16
2.2.1. Parois moulées.....	16
2.2.2. Rideaux de palplanches et techniques dérivées.....	16
2.2.3. Paroi armée au coulis.....	17
2.2.4. Paroi en SOIL MIXING : TRENCHMIX® et GEOMIX®.....	18
PAROI MOULÉE	19
1. Définitions	21
2. Outillages d'excavation	22
3. Contrôles et suivi de l'exécution	23
4. Domaine d'application - Avantages	23
5. Principes de justification	24
5.1. Détermination de la fiche - Calcul à l'équilibre limite.....	24
5.2. Ouvrages se comportant comme des anneaux.....	24
5.3. Prise en compte de l'interaction sol-structure.....	25
5.4. Autres vérifications.....	25
5.5. Aspect béton armé.....	26
6. Variante de la paroi moulée : la paroi préfabriquée	27
7. Quelques ouvrages de référence	28
SOIL MIXING	29
1. Principes	31
2. Domaines d'application	31
3. Methodes d'exécution	32
3.1. Tranchées.....	32
3.1.1. GEOMIX®.....	32
3.1.2. TRENCHMIX®.....	33
3.2. Colonnes.....	34
3.2.1. Colonnes simples ou multiples.....	34
3.2.2. Procédé SPRINGSOL®.....	35
4. Contrôles	36
5. Exemples d'application	36

FONDATIONS PROFONDES	37
1. Définitions	39
2. Domaine d'application et méthodes	39
2.1. Pieux refoulants	39
2.1.1. Principe	39
2.1.2. Pieux refoulants préfabriqués	39
2.1.3. Pieux refoulants coulés en place	40
2.1.4. Etude prévisionnelle de fonçage par battage	40
2.1.5. Suivi et contrôle du fonçage	41
2.2. Pieux forés y compris barrettes	41
2.3. Micropieux	43
3. Principe de dimensionnement	44
3.1. Détermination de la fiche des pieux	44
3.2. Frottement négatif	44
3.3. Soulèvement du sol	45
3.4. Détermination de la résistance des pieux soumis aux efforts latéraux	45
3.5. Cas des groupes de pieux	45
3.6. Calcul de la résistance interne du pieu	45
3.7. Instabilité interne	46
3.8. Séisme	46
4. Contrôles	46
4.1. Contrôles pendant l'exécution	46
4.2. Contrôles après exécution	47
4.2.1. Contrôles non destructifs	47
4.2.2. Contrôles destructifs	47
4.2.3. Essais de chargement	48
5. Quelques chantiers de références	48
5.1. Pieux	48
5.2. Micropieux	49
LES TIRANTS D'ANCRAGE	51
1. Définitions	53
2. Domaine d'application	54
3. Protection contre la corrosion	54
4. Mise en œuvre	55
5. Dimensionnement	55
5.1. La section de l'armature (A_t)	56
5.2. La longueur d'ancrage	56
5.3. La longueur libre	56
6. Capacité des armatures	57

6.1. Tirants à câbles	57
6.2. Tirants à barres	57
7. Les essais	58
8. Mise en tension suivant la méthode du cycle	58
9. Description du tirant type TMM	59
10. Réglementation	60
RABATTEMENTS - ETANCHEMENTS	63
1. Introduction	65
2. Démarche de dimensionnement	65
2.1. Reconnaissance	65
2.2. Les écoulements types	66
2.3. Etablissement du projet	67
2.4. Exemples de démarche pour des fouilles profondes	67
2.4.1. Fouille en terrain sableux	67
2.4.2. Fouille en terrain rocheux	68
2.4.3. Fond de fouille en terrain consistant avec horizon plus perméable en profondeur	69
2.5. Réception et suivi	70
2.6. Comportement de l'ouvrage en service	71
3. Les effets néfastes des écoulements	71
3.1. Stabilité des fonds de fouille	71
3.2. Erosion régressive	72
4. Dispositifs de rabattement et d'étanchement	73
4.1. Le rabattement : domaine d'application	73
4.2. Les étanchements	75
5. Quelques ouvrages de référence	76
LES INJECTIONS	77
1. Principe	79
2. Domaines d'application	79
3. Techniques utilisées	82
3.1. Le forage	82
3.2. Les coulis d'injection	83
3.3. L'injection de rocher	84
3.4. L'injection d'alluvions	84
3.5. Volume d'injection	84
4. La chaîne informatique d'injection	85

JET GROUTING	89
1. Principe	91
2. Domaines d'application	91
3. Techniques utilisées	92
4. Contrôles	93
COMPACTAGE PAR INJECTION SOLIDE	95
1. Principe	97
2. Domaine d'application	97
3. Matériau d'injection	97
4. Paramètres de traitement	98
5. Contrôles	99
6. Moyens d'exécution	99
7. Exemples de réalisation	100
AMELIORATION ET RENFORCEMENT DES SOLS	101
1. Principe - Domaines d'application	103
2. Compactage dynamique	103
2.1. Conduite d'un traitement de compactage dynamique	104
3. Drains verticaux	105
3.1. Rappels théoriques sur le phénomène de consolidation	105
3.2. Mise en œuvre	106
4. Vibroflottation (vibrocompactage et colonnes ballastées)	107
4.1. Principes - Domaines d'application	107
4.2. Vibrocompactage	108
4.2.1. Principe	108
4.2.2. Effets - Etablissement du projet	108
4.2.3. Mise en œuvre	108
4.3. Colonnes ballastées	109
4.3.1. Principe	109
4.3.2. Effets - Etablissement du projet	110
4.3.3. Méthode dite d'homogénéisation	110
4.3.4. Méthode dite Priebe	110
4.3.5. Mise en œuvre	111
5. Inclusions rigides	113

5.1. Principe de la méthode	113
5.2. Principe de dimensionnement	113
5.3. Moyens d'exécution	114
5.4. Exemples d'application	114
INJECTIONS DE COMPENSATION	115
1. Principe	117
2. Domaine d'application	117
3. Techniques utilisées	117
4. Références	118
CONGÉLATION	121
1. Principe	123
2. Domaines d'application	123
3. Techniques utilisées	124
4. Etablissement d'un projet	125

ÉCRANS DE SOUTÈNEMENT

1. Définitions

Un écran de soutènement est une structure élancée, permettant d'exécuter une excavation verticale. Contrairement aux murs de soutènement (mur poids), le poids d'un écran joue un rôle mineur dans sa capacité à équilibrer les poussées : un écran se comporte comme une juxtaposition de poutres verticales, soumises à la poussée des terres, de l'eau, des mitoyens, pouvant prendre appui sur des tirants d'ancrage, des butons, ou des éléments de la structure qui seront réalisés à l'abri de l'écran.

L'encastrement de l'écran sous le fond de fouille, communément appelé la fiche, permet :

- de mobiliser la butée des terres nécessaire à l'équilibre,
- de conférer à l'écran un éventuel rôle porteur,
- de maîtriser les risques hydrauliques dans le cas d'écrans continus.

On distingue :

- les écrans continus : paroi moulée, paroi préfabriquée, rideau de palplanches, paroi armée au coulis, pieux sécants, etc.
- les écrans discontinus : paroi berlinoise, paroi parisienne, paroi lutétienne, paroi moscovite, pieux tangents, etc.

Travaillant en flexion, les éléments verticaux sont exécutés avant tous les travaux d'excavation de la fouille ; ils n'interfèrent donc pas avec les terrassements.

Les appuis provisoires (et certains appuis définitifs), ainsi que le blindage des écrans discontinus sont exécutés au fur et à mesure des terrassements, dont le phasage doit tenir compte.

2. Les différents types d'écrans de soutènement

2.1. Ecrans discontinus

Les écrans discontinus sont composés :

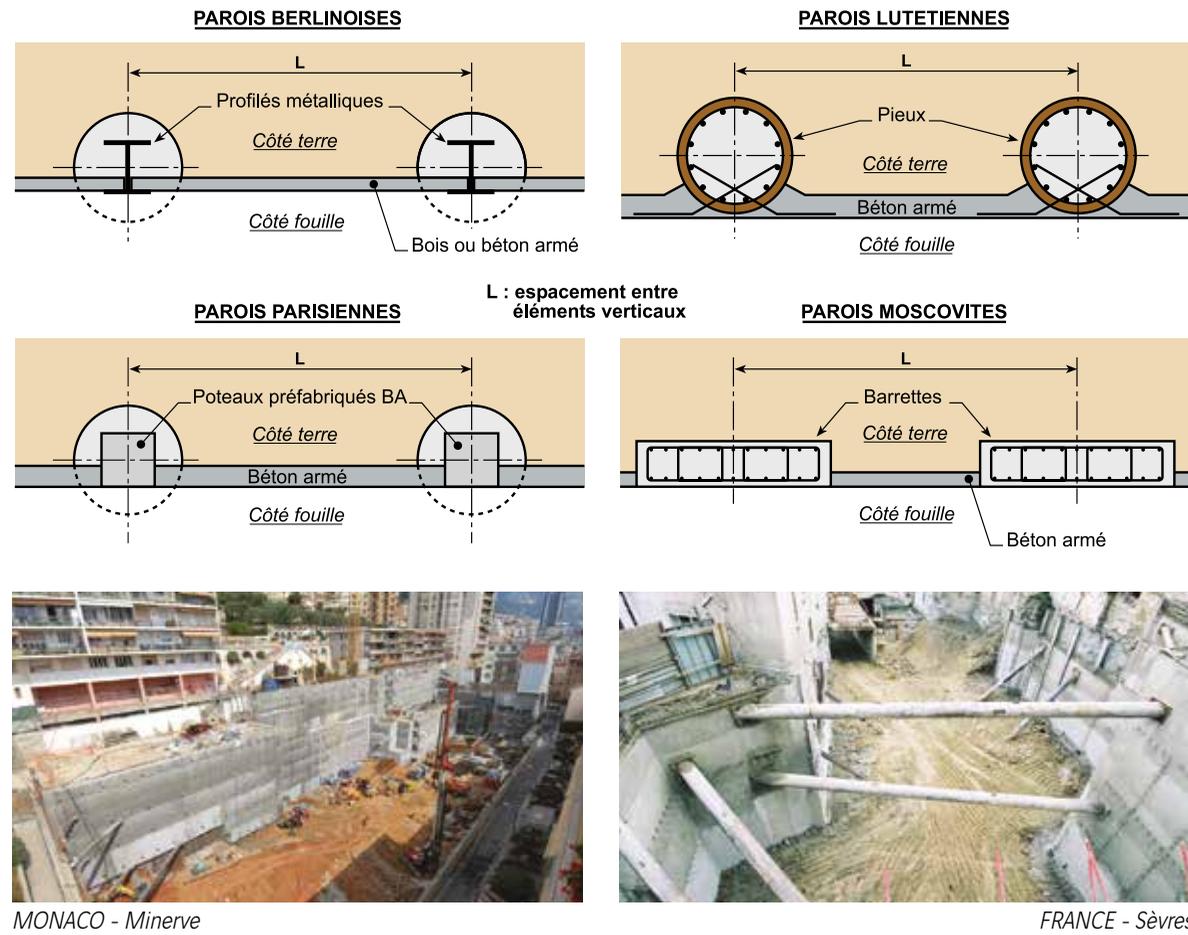
- d'éléments de fondations profondes (pieux, micropieux, barrettes) régulièrement espacés constituant la structure rigide verticale. Ces éléments sont réalisés avant tout terrassement,
- d'éléments de blindage soutenant les terres en s'appuyant sur ces structures rigides verticales. Ces éléments sont mis en place par passes successives, en descendant, au fur et à mesure de l'excavation. Le blindage est souvent associé à un dispositif de drainage.

En phase provisoire d'excavation de la fouille et de blindage entre les éléments structurants verticaux, cette technique suppose :

- que le terrain soit exempt d'alimentation en eau significative,
- que le terrain soit suffisamment stable et résistant pour tenir verticalement avant que le blindage ne soit mis en place et qu'il n'atteigne la résistance nécessaire.

Le tableau ci-dessous synthétise les différentes techniques dérivées :

Dénomination	Éléments verticaux	Blindage
Paroi berlinoise	Profilés métalliques	Bois ou béton projeté ou branché
Paroi lutétienne	Pieux forés	Béton projeté ou branché
Paroi parisienne	Pieux préfabriqués	Béton projeté ou branché
Paroi moscovite	Barrettes (éléments de paroi moulée)	Béton projeté ou branché



2.2. Ecrans continus

2.2.1. Parois moulées

Voir chapitre spécifique sur parois moulées.

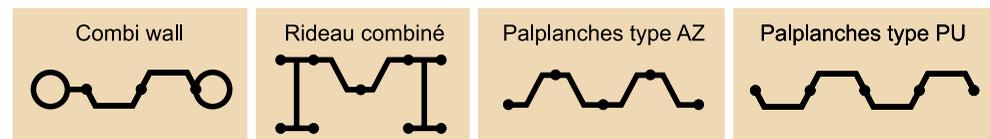
2.2.2. Rideaux de palplanches et techniques dérivées

Ces rideaux sont constitués de palplanches métalliques solidarisiées par leurs serrures longitudinales verticales. Ils peuvent être mis en œuvre, en fonction du terrain et de l'environnement, par :

- battage,
- vérinage,
- fonçage.

Les vibrations induites par le battage et le fonçage rendent leur utilisation en site urbain très limitée, sauf recours à des procédés spéciaux de fonçage statique.

On peut procéder à la décompression du terrain par forage préalable pour faciliter la mise en œuvre des palplanches.



Il est également possible, en cas de terrain dur ou contenant des obstacles, de disposer un écran en palplanches dans une tranchée de coulis de bentonite ciment excavée à la benne (voir chapitre Paroi armée au coulis).

Les écrans peuvent être constitués de palplanches laminées à chaud (type PU par exemple) ou profilées à froid. On peut mettre en œuvre des rideaux combinés, constitués de

profilés type H et de palplanches. On peut également réaliser des ouvrages de type gabions circulaires ou rectangulaires en palplanches.

Les jonctions entre palplanches sont en général perméables et peuvent nécessiter dans certains cas des traitements particuliers des serrures.



URUGUAY - M'Bojocua



FRANCE - Port 2000

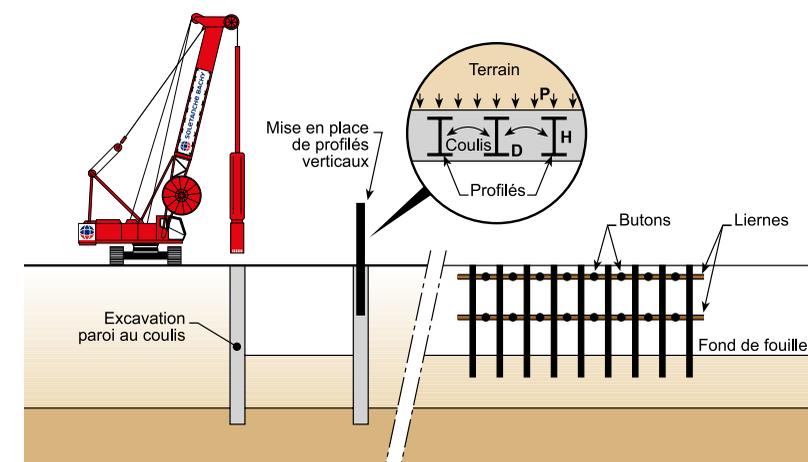
2.2.3. Paroi armée au coulis

Cette technique est intermédiaire entre celle de la berlinoise et celle de la paroi moulée : l'excavation est menée par exemple à l'aide d'un outillage de type benne utilisé pour les parois moulées, à l'abri d'un coulis de bentonite ciment. Des profilés verticaux ou des palplanches sont mis en œuvre dans le coulis frais.

Dans le cas de profilés verticaux, le coulis transmet, par mobilisation d'effet voûte, la poussée des terres et de l'eau aux profilés qui l'équilibrent par flexion d'axe horizontal.

Dans le cas de palplanches, le fonctionnement est celui d'un écran continu classique.

Ce type de soutènement est le plus souvent provisoire.





SLOVAQUIE - Zilina



ALLEMAGNE - Leipzig Burgplatz

PAROI MOULÉE

2.2.4. Paroi en SOIL MIXING : TRENCHMIX® et GEOMIX®

Ces techniques permettent de mélanger en place le sol avec un liant. Ce mélange peut être armé avec des profilés métalliques. Voir chapitre SOIL MIXING.



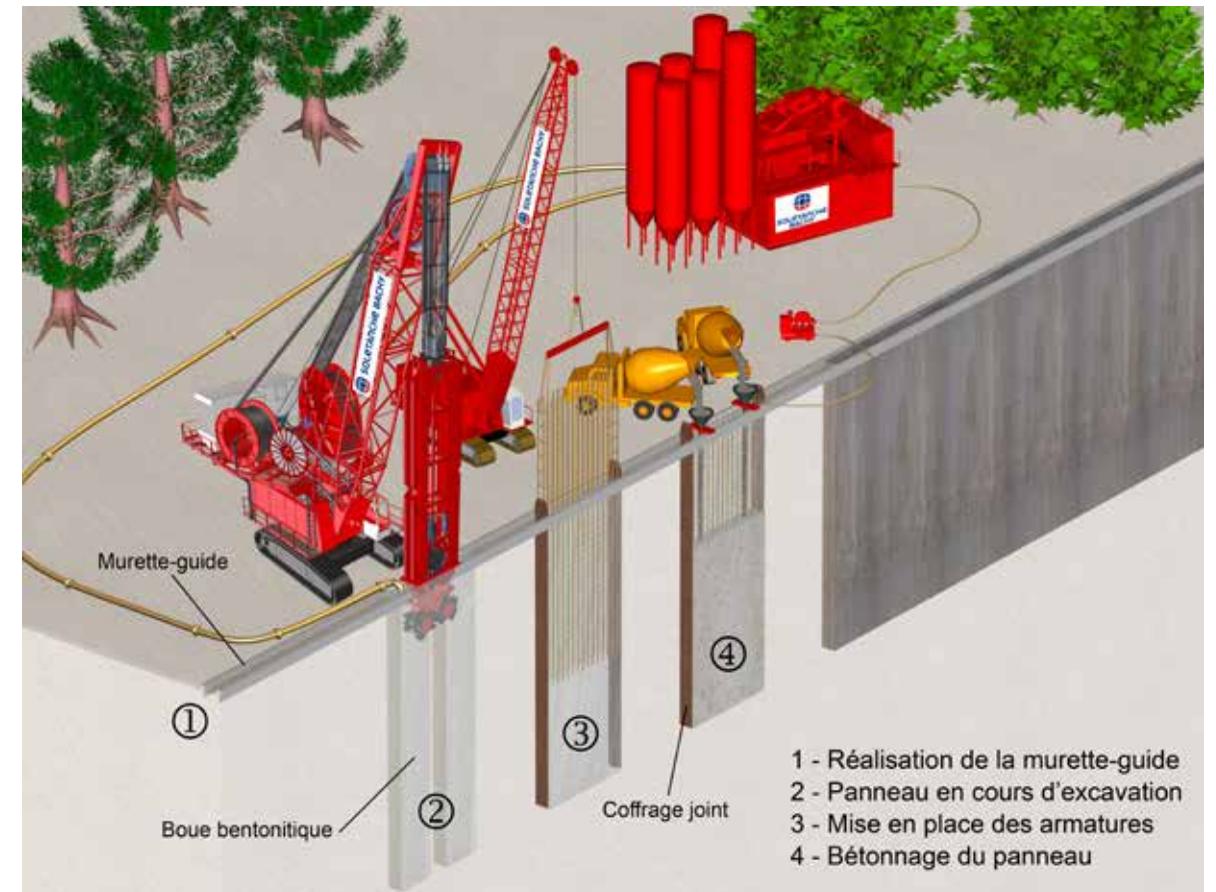
GEOMIX®



TRENCHMIX®

1. Définitions

Une paroi moulée est un écran en béton armé moulé dans le sol. La stabilité de la tranchée pendant les opérations de forage, de ferrailage et de bétonnage est obtenue avec un fluide de perforation appelé boue. La boue est fabriquée avec de la bentonite. Elle forme sur les parois de l'excavation un dépôt étanche appelé cake qui lui permet de ne pas percoler dans le terrain et d'assurer la pression hydrostatique qui s'oppose à l'éboulement des parois. Une boue fabriquée avec des polymères peut aussi être utilisée.



Le premier ouvrage exécuté est la murette-guide : elle est constituée de deux murs en béton armé de 30 cm de large environ et permet :

- de matérialiser l'ouvrage à exécuter et d'en définir avec précision le tracé,
- de guider l'outil de forage,
- d'assurer une réserve de boue de forage,
- de caler les cages d'armatures.

Afin d'assurer la stabilité de la tranchée durant les travaux, la perforation se fait par panneaux de longueur limitée, de l'ordre de 7 m, variable selon le type de sols et le voisinage.

En présence de mitoyens, la distance minimale entre le nu du mitoyen, y compris ses fondations, et le nu extérieur de la paroi à réaliser est égale à l'épaisseur de la murette-guide.

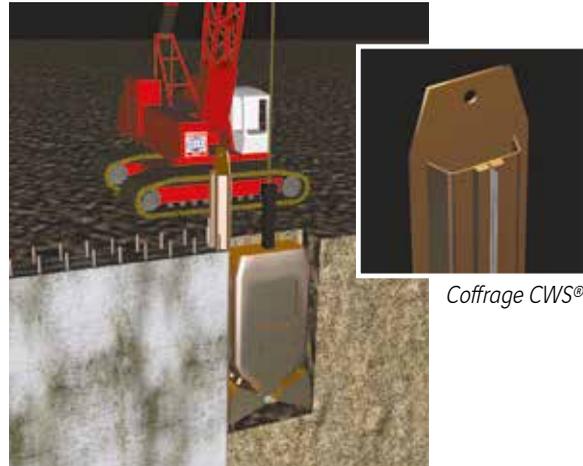
Une fois l'excavation d'un panneau achevée, la cage d'armatures est mise en place dans la tranchée remplie de boue préalablement traitée afin de limiter les particules de terrain en suspension à un taux préalablement déterminé et intégré dans les consignes d'exécution.

Le bétonnage est ensuite effectué à l'aide d'un tube plongeur.

La jonction entre panneaux adjacents peut se faire :

- par utilisation d'un coffrage métallique provisoire CWS® permettant la mise en place d'un joint d'étanchéité entre les panneaux, et le guidage de l'outil d'excavation.
- en remordant le panneau exécuté en première phase dans le cas de perforation à l'HYDROFRAISE®.

Les épaisseurs classiques de paroi moulée sont de : 0,50 m ; 0,60 m ; 0,80 m ; 1,00 m ; 1,20 m ; 1,50 m ; 1,80 m.



Coffrage CWS®

2. Outillages d'excavation

Les grandes familles d'outillage sont :

Les bennes à câbles et bennes hydrauliques

Premier outillage utilisé, les bennes à câbles sont actionnées par des câbles. En cas de rencontre de terrains résistants, il est nécessaire de trépaner ces terrains au préalable. Les bennes hydrauliques bénéficient de la puissance et de la souplesse de l'énergie hydraulique. De plus, ce type d'outillage est asservi et instrumenté, ce qui permet un contrôle en continu de la verticalité et sa correction le cas échéant.



L'HYDROFRAISE®

L'HYDROFRAISE® est constituée de 2 tambours cylindriques à axe horizontal munis de dents ou de pics tournant en sens opposé. Le terrain est broyé et évacué en suspension dans la boue de forage selon le procédé de la circulation inverse avec aspiration immédiatement au-dessus des outils d'attaque. Cet outillage permet d'excaver des terrains très résistants (jusqu'à une résistance à la compression de 80 MPa) sans aucun recours au trépannage.



Ordre de grandeur de déviation : sans précautions particulières, la déviation de l'outil de forage est de l'ordre de 1% de la hauteur excavée. Elle peut être réduite jusqu'à 0,3 % (voire moins) dans certains cas, en prenant certaines précautions particulières telles que :

- utilisation de l'électronique embarquée pour mesurer en continu la trajectoire en 3 dimensions, correction de la déviation,
- cadences d'exécution réduites.

3. Contrôles et suivi de l'exécution

Exécution de la paroi moulée

Chaque étape de la réalisation d'une paroi moulée est délicate et conditionne la qualité de l'ouvrage fini.

Excavation : les outillages (bennes et HYDROFRAISE®) permettent de mesurer en temps réel les déviations de l'outil, et, le cas échéant, de les corriger (voir à ce sujet le chapitre Fondations Profondes, 2.2). Le logiciel JOE2000 permet de traiter les données informatiques générées par les systèmes d'acquisition embarqués sur les outillages. A l'issue de l'excavation, il est possible de contrôler la géométrie de la tranchée par mesure ultrasonique.

Bétonnage : durant l'excavation et avant le bétonnage, on procède au contrôle des propriétés physico-chimiques de la boue. Durant le bétonnage, une courbe de bétonnage est établie afin de détecter d'éventuels sous-volumes, et il est

procédé à des prélèvements d'éprouvettes de béton pour écrasement. En cours de bétonnage, la maniabilité (mesurée par le slump ou la table d'écoulement) est strictement suivie selon les consignes d'exécution.

La qualité du béton peut être contrôlée in situ par auscultation sonique.

Exécution des terrassements à l'abri de la paroi moulée

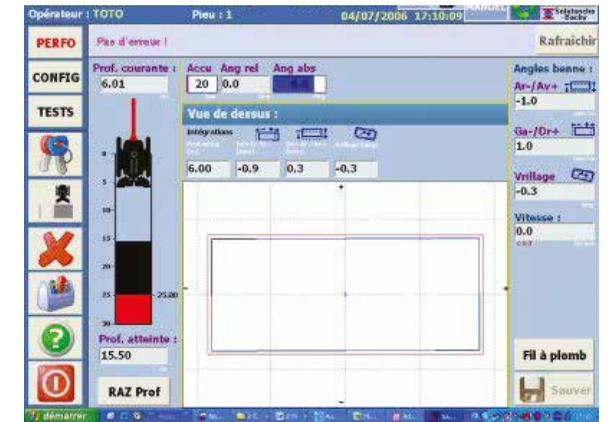
Lorsqu'une instrumentation est nécessaire, on peut disposer :

- des inclinomètres dans la paroi,
- des extensomètres et tassomètres dans le massif de sol soutenu,
- des cibles pour mesures topographiques sur l'écran et sur les immeubles environnants.

Un programme de suivi doit alors être établi pour chaque phase de travaux. Ce dispositif peut être utilisé dans le cadre de la méthode observationnelle.



Poste de pilotage d'Hydrofraise® avec ENPAFRAISE



Ecran du SAKSO montrant les positions théorique et réelle de la benne

4. Domaine d'application - Avantages

La paroi moulée est parfaitement adaptée à la présence d'eau dans le sol.

Contrairement aux parois berlinoises, la totalité de l'écran est exécutée avant l'excavation, ce qui simplifie beaucoup le terrassement qui se fait à l'abri de toutes venues d'eau latérales.

L'écran constitué en béton armé peut avoir un usage provisoire ou permanent ; dans ce dernier cas, il est intégré à l'ouvrage définitif.

Du fait de sa forte inertie, une paroi moulée est beaucoup moins déformable qu'une paroi berlinoise ou qu'un rideau de palplanches, ce qui est primordial lors de l'exécution d'un écran en site urbain.

Une paroi moulée, outre son rôle de soutènement, peut assurer des fonctions :

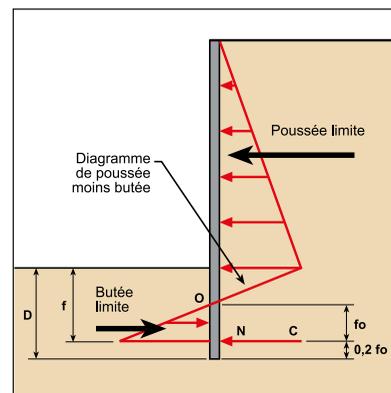
- de fondation,
- d'étanchéité.

5. Principes de justification

5.1. Détermination de la fiche - Calcul à l'équilibre limite

La fiche d'un écran de soutènement est traditionnellement déterminée en menant un calcul à l'équilibre limite et en adoptant un comportement rigide plastique des sols.

La fiche est déterminée en affectant à la butée du sol un coefficient réducteur de l'ordre de 1,5 à 2,0.



< Ecran autostable ou écran en console

L'équilibre de l'écran nécessite la mobilisation de contre-butée C. Les contraintes s'exerçant sur la paroi au-dessus du point N sont les contraintes limite de poussée côté terre et butée limite côté fouille, affectées du coefficient de sécurité requis.

Les équations d'équilibre des moments et des efforts horizontaux permettent de déterminer les inconnues :

- la contre-butée C
- la longueur ON appelée fo

On suppose que la contre-butée se répartit sur 0,2 fo de part et d'autre de N. La fiche de la paroi D est alors égale à $f + 0.2 fo$

Ecran avec un lit d'appui >

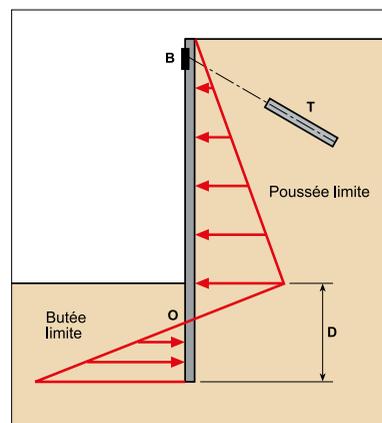
L'équation d'équilibre des moments par rapport au point B (point d'application du tirant ou du buton sur la paroi) permet de déterminer la fiche D en ayant affecté les termes de butée du coefficient de sécurité requis.

L'équation d'équilibre des forces extérieures appliquées sur la paroi permet de déterminer l'effort résultant T dans le tirant ou le buton (le calcul est alors mené sans réduction de la butée).

On se reportera aux textes suivants :

Eurocode 7 : justification des ouvrages géotechniques et son annexe nationale.

Norme NF P 94-282 : calcul des écrans de soutènement.



5.2. Ouvrages se comportant comme des anneaux

Certains ouvrages ou parties d'ouvrage sont de forme circulaire ou de forme ovale : bassins d'orages, puits d'accès de tunnelier.

Ils se comportent comme une succession d'anneaux horizontaux soumis à la poussée des terres et de l'eau. Il convient de s'assurer que la compression du béton constituant ces anneaux est admissible, compte tenu, entre autres, de la tolérance de verticalité de la paroi.

Ce travail en voûte dispense généralement de disposer d'appuis intermédiaires. La fiche de ce type d'ouvrage peut être déterminée selon les vérifications exposées ci-après : renard solide, considérations hydrauliques, portance.

Les perturbations au fonctionnement en anneau que peuvent apporter :

- d'éventuelles ouvertures dans la paroi (galerie d'accès par exemple),
- un chargement dissymétrique doivent être étudiées.

5.3. Prise en compte de l'interaction sol-structure

Une fois la fiche de l'écran déterminée, un calcul avec prise en compte de l'interaction sol-structure est mené.

Il permet :

- de déterminer les sollicitations dans l'écran et ses appuis,
- d'estimer un ordre de grandeur des déformations de l'écran.

On peut alors :

- vérifier l'équarrissage de l'écran et calculer son ferrailage,
- vérifier la résistance des appuis.

On utilise généralement :

- Le calcul au coefficient de réaction dans les cas courants. Cette méthode consiste à modéliser le sol comme une succession de ressorts élasto-plastiques, indépendants les uns des autres.
- Le calcul aux éléments finis, lorsque la configuration géométrique du site est complexe, par exemple :
 - ouvrages situés dans une pente,
 - interaction entre ouvrages existants proches.

5.4. Autres vérifications

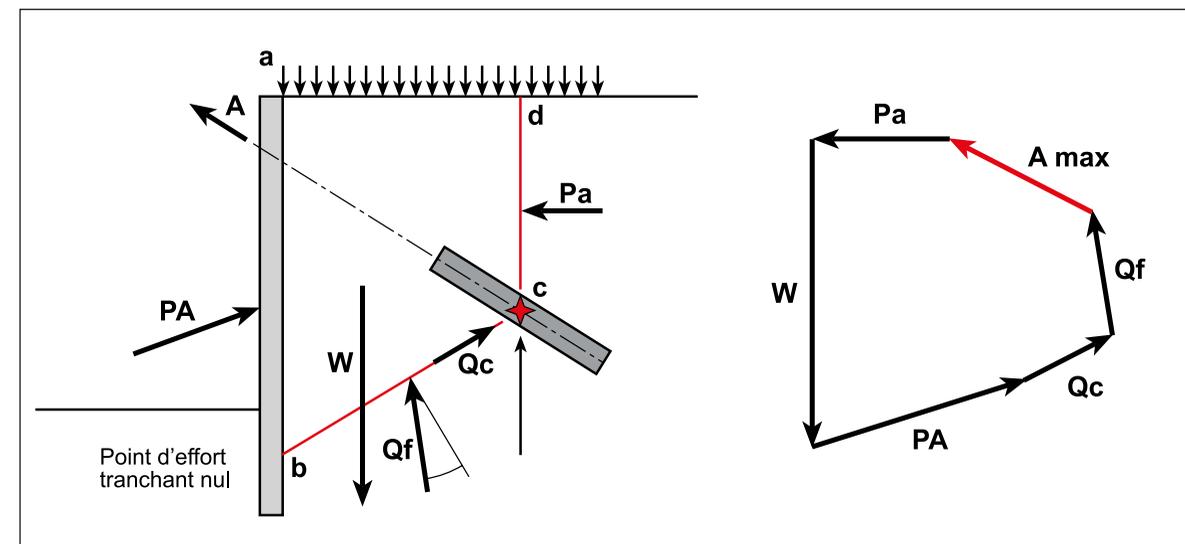
Stabilité générale

Il est impératif de s'assurer de la stabilité générale du site (écrans, appuis et environnement), en particulier en cas de :

- soutènement exécuté dans une pente,
- surcharges importantes pesant sur le massif soutenu.

Stabilité du massif d'ancrage des tirants précontraints

Il convient de s'assurer que le scellement du tirant est suffisamment loin de l'écran afin qu'il ne se reporte pas sur lui. On applique pour cela la méthode de Kranz.



- A** : réaction d'ancrage
- PA** : réaction de la paroi sur [a b]
- Pa** : poussée sur [c d]
- W** : poids du massif (abcd)
- Qf** : réaction sur [b c] due au frottement
- Qc** : réaction sur [b c] due à la cohésion

On calcule graphiquement **A max**, plus grand effort d'ancrage compatible avec l'équilibre du massif.

F : coefficient de sécurité = $A \text{ max}/A$ de l'ordre de 1.5

Renard solide

Il convient de s'assurer que le fond de fouille est stable vis-à-vis du risque mécanique de poinçonnement du terrain sous la base de l'écran (côté terre), associé à une remontée du fond de fouille (côté excavé).

Portance

Cette vérification n'est à faire en principe que dans le cas où un ouvrage est soumis à des charges verticales importantes, par exemple :

- écran maintenu par des tirants d'ancrage de forte capacité très inclinés,

- écran supportant les charges verticales de la superstructure.

Aspects hydrauliques

En présence de nappe phréatique, il convient de prendre en compte, ou de se prémunir vis à vis des phénomènes suivants :

- effets éventuels des écoulements : diminution de la butée, boulanges, érosion régressive,
- impact des travaux et de l'ouvrage sur l'environnement : rabattement extérieur, effet barrage,
- stabilité générale de la structure.

5.5. Aspect béton armé

Ordre de grandeur des moments résistants à l'ELS (non préjudiciable)

Épaisseur	Moment «usuels»	Section d'acier tendu associée
0,50 m	300 kNm/m	30 cm ² /m
0,60 m	600 kNm/m	37 cm ² /m
0,80 m	1 200 kNm/m	52 cm ² /m
1 m	1 800 kNm/m	67 cm ² /m
1,20 m	2 600 kNm/m	82 cm ² /m
1,50 m	4 000 kNm/m	105 cm ² /m
1,80 m	7 000 kNm/m	150 cm ² /m

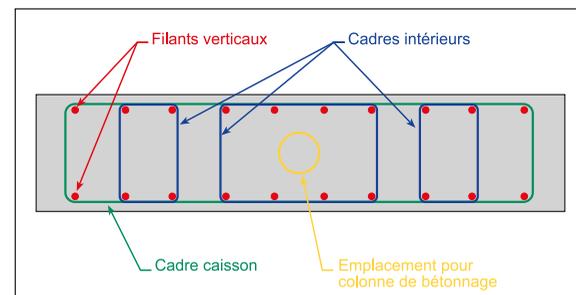
Acier feE500, compression du béton limitée à 12 MPa

Ferraillage-dispositions constructives

Une cage d'armature de paroi moulée est constituée des éléments suivants :

- Aciers structuraux :
 - filants verticaux et renforts éventuels, résistant aux moments,
 - aciers horizontaux résistant à l'effort tranchant.

- Eventuels aciers en attente pour connexion avec l'ouvrage définitif.
- Réservations éventuelles pour tirants d'ancrage.
- Aciers nécessaires à la mise en œuvre :
 - anses de levage,
 - anses de positionnement,
 - raidisseurs.



Du fait que le bétonnage s'effectue depuis le bas, sous boue, au moyen d'un tube plongeur, il est impératif, dès l'avant-projet, de prendre en compte les dispositions constructives de la norme EN1538, en particulier :

- le béton utilisé doit être très fluide (affaissement au cône d'Abrams de l'ordre de 20 cm), doit conserver ses propriétés rhéologiques pendant plusieurs heures. Il lui est fréquemment ajouté des adjuvants.

- Il est nécessaire de :
 - laisser au moins 10 cm de nu à nu entre tous les aciers afin d'assurer des conditions de bétonnage correctes.
 - ménager dans la cage un ou plusieurs emplacements pour disposer la colonne de bétonnage.

Aspect réglementaire : principaux textes de références

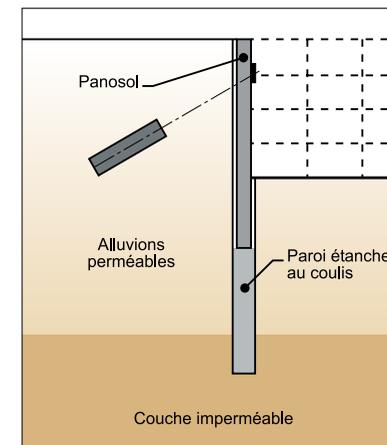
- Eurocode 2 : calculs des structure en béton et son annexe nationale
- Eurocode 7 : justification des ouvrages géotechniques et son annexe nationale
- Norme NF P 94-282 : calcul des ouvrages de soutènement
- Norme EN 1538 : exécution des ouvrages géotechniques : parois moulées

6. Variante de la paroi moulée : la paroi préfabriquée

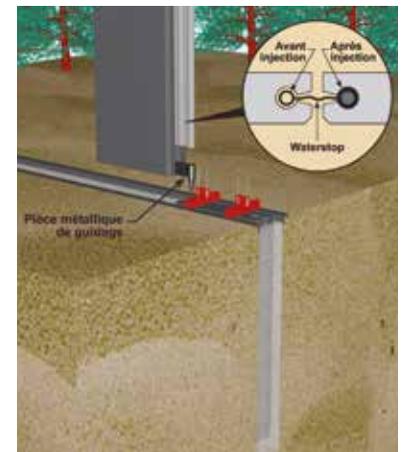
Au lieu de couler en place du béton dans une tranchée, on pose dans cette tranchée des éléments qui ont été préfabriqués sur site ou en atelier. Ces éléments sont en béton armé.

Le fluide de perforation est alors un coulis de bentonite ciment, qui assure le scellement de l'élément préfabriqué au terrain.

Ce procédé permet de dissocier les fonctionnements soutènement (élément en béton armé préfabriqué) et étanchéité (fiche en coulis de bentonite ciment).



Il est possible d'insérer entre les éléments un joint d'étanchéité injectable. L'utilisation de la paroi préfabriquée n'est limitée que par la capacité des engins de levage utilisables.



7. Quelques ouvrages de référence



FRANCE - Le Havre - Port 2000 - 1,6 km de quai en paroi moulée



ESPAGNE - Valencia - Corte Inglés - Paroi moulée de 54 m de profondeur



POLOGNE - Varsovie - Prosta Center - 3 600 m² de paroi moulée de 0,60 m d'épaisseur



ESPAGNE - Madrid - Palacio Municipal del Hielo - 6 400 m² de paroi moulée



SINGAPOUR - The Sail@Marina Bay - 6 800 m² de paroi moulée multi-cellulaire



FRANCE - Floirac - Paroi moulée circulaire de 31 m de diamètre



MONACO - Centre Culturel et des Expositions - Fouille de 25 m de profondeur

SOIL MIXING

1. Principes

Les diverses techniques de SOIL MIXING permettent la réalisation in situ d'éléments constitués par le sol en place mélangé de façon mécanique avec un matériau d'apport.

Le matériau d'apport est généralement un liant dont le choix et le dosage permettent d'obtenir les caractéristiques hydrauliques ou mécaniques requises par le projet. Dans le cas du traitement de terrains pollués, le matériau d'apport peut être spécialement choisi afin de neutraliser la pollution. Les divers procédés comportent généralement trois étapes de réalisation : destructuration mécanique du terrain en place, incorporation et homogénéisation du mélange.

Ces techniques ne produisent pas ou très peu de déblais, diminuant ainsi considérablement le coût et l'empreinte carbone des travaux.

Les éléments ainsi réalisés peuvent être soit des colonnes, soit des panneaux, soit même des éléments continus (tranchées).

Le procédé s'applique à tous les terrains meubles exempts d'éléments grossiers.

2. Domaines d'application

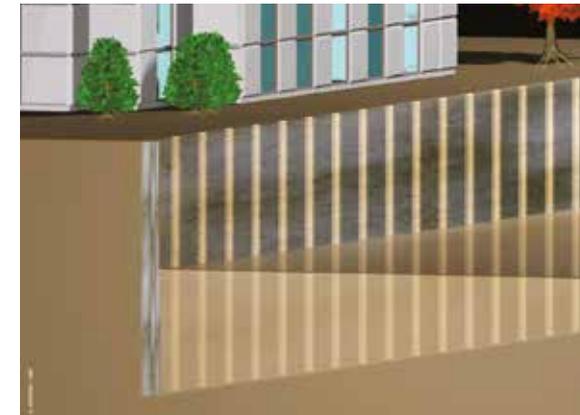
Amélioration de sols compressibles sous des charges réparties : entrepôts industriels, zones de stockage, ouvrages linéaires type remblai ferroviaire ou autoroutier.



Réalisation d'écrans d'étanchéité pour zones polluées ou confinement de réduction des débits de percolation.



Réalisation de soutènements provisoires en association avec la mise en place d'éléments verticaux résistants (profilés métalliques, tubes, poteaux).



Raidissement de talus en déblai par mise en œuvre d'épis transversaux présentant des caractéristiques mécaniques élevées.



3. Méthodes d'exécution

3.1. Tranchées

3.1.1. GEOMIX®

Un équipement hybride et pratique : le CSM

Ce procédé est le résultat de l'alliance des techniques de SOIL MIXING et de la technologie HYDROFRAISE®. On fusionne ainsi les avantages de chacun : la robustesse et l'expérience de l'HYDROFRAISE® avec l'ingéniosité du SOIL MIXING, qui consiste à mélanger le sol en place à un coulis bentonite/ciment. Un nouvel outil a été développé : le CSM (Cutter Soil Mixing), constitué de moteurs hydrauliques sur lesquels sont montées deux paires de tambours rotatifs qui assurent le forage et le malaxage sol/ciment.

Cet équipement est compatible avec de nombreux types de porteurs, ce qui apporte une grande souplesse d'utilisation.

Un système de supervision de pointe

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 injectée dans le volume de sol traité tout en permettant la navigation dans le sol pour s'assurer de la verticalité de l'ouvrage réalisé. L'informatique embarquée permet la supervision et le pilotage de l'outil depuis la cabine.



Le terrain est détruit 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.



Les tambours rotatifs assurent le forage et le malaxage sol-ciment



Les dernières techniques de monitoring sont utilisées pour contrôler la qualité de réalisation



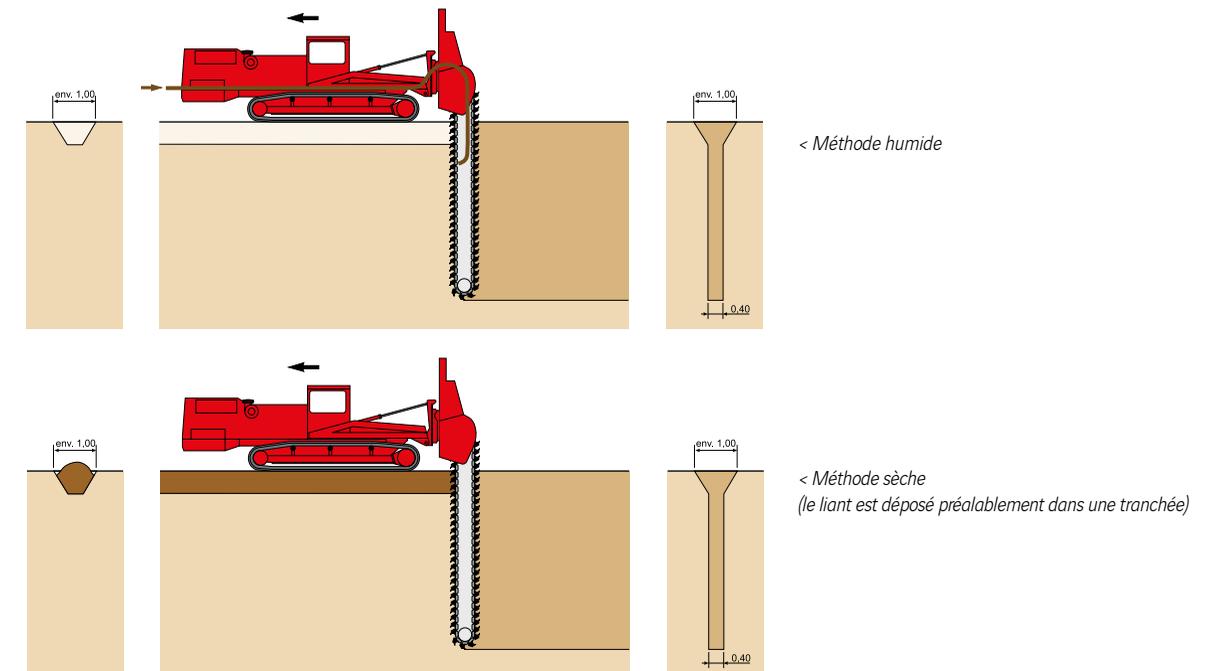
Atelier GEOMIX®

3.1.2. TRENCHMIX®

Les tranchées de mélange sol-ciment sont réalisées au moyen d'une trancheuse spécialement conçue afin de :

- ne pas extraire de terrain,
- pouvoir incorporer un liant,
- effectuer le mélange sol-liant en place.

Le liant peut être introduit, soit sous forme pulvérulente (voie sèche), soit sous la forme d'un coulis préalablement préparé (voie humide).





Atelier TRENCHMIX®



TRENCHMIX® JUNIOR : application au confortement des pylônes

3.2. Colonnes

3.2.1. Colonnes simples ou multiples

On utilise des outils rotatifs à axes verticaux qui permettent de réaliser des colonnes



Atelier de colonnes simples



Atelier de colonnes multiples (COLMIX)

3.2.2. Procédé SPRINGSOL®

Ce procédé permet de réaliser des colonnes de SOIL MIXING sous des voies ferrées :

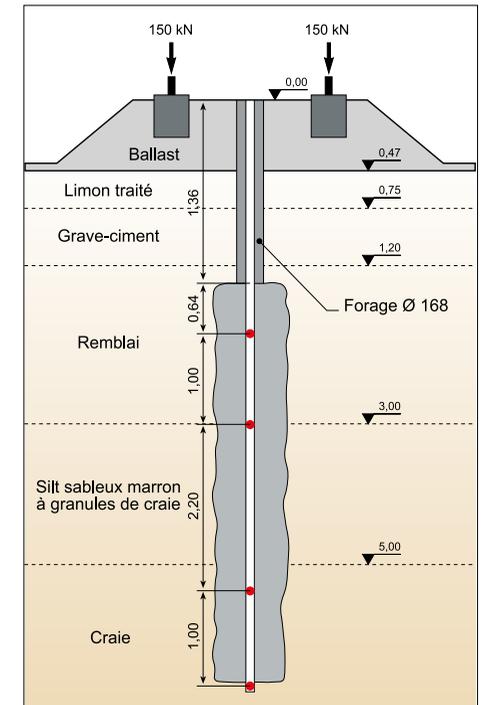
- entre les traverses,
- à travers le ballast sans le polluer.

Un avant-trou tubé de 168 mm de diamètre est réalisé à travers la plateforme ferroviaire. La colonne est ensuite réalisée sous le tube à l'aide d'un outil ouvrant.

Un système de contrôle permet de garantir l'ouverture de l'outil.



Foreuse intervenant sur les voies



Colonnes de 400 mm réalisées sous plateforme ferroviaire



Introduction de l'outil ouvrant dans l'avant-trou tubé



Outil ouvrant



Colonne d'essai excavée

4. Contrôles

Les systèmes de monitoring permettent d'une part l'asservissement des quantités de fluide d'apport en fonction de l'avancement et d'autre part l'enregistrement des paramètres d'exécution (paramètres d'incorporation et paramètres de malaxage).

Des prélèvements du mélange avant prise sont également effectués pour s'assurer que les paramètres du dimensionnement sont bien atteints.

5. Exemples d'application



*SUISSE - Viège
Ecran d'étanchéité en paroi GEOMIX®*



*FRANCE - Marseille - Axe littoral
Soutènement en paroi GEOMIX®*



*FRANCE - Montereau
Plateforme de stockage (amélioration des sols par TRENCHMIX®)*



*ETATS-UNIS - Pittsburgh
Soutènement en GEOMIX®*

FONDATIONS PROFONDES

1. Définitions

Les fondations profondes, décrites dans ce chapitre, couvrent les ouvrages géotechniques suivants :

- les pieux, y compris les barrettes,
- les micropieux.

Un pieu est défini comme un élément structurel placé dans le sol pour transférer des actions et limiter des déformations. Son rapport d'élançement n'est pas limité.

Les fûts des pieux peuvent être rectilignes uniformes, télescopiques, élargis et à base élargie.

Les pieux sont, soit isolés, soit groupés. Ils peuvent aussi

former un mur de soutènement de type rideau mixte, pieux jointifs, pieux sécants, rideau composite comme les berlinoises et similaires.

Les pieux sont utilisés aussi comme poteaux préfondés pour être intégrés à la structure d'un bâtiment avec sous-sols. Ces poteaux sont mis en place avant tout terrassement et peuvent permettre de reprendre une partie des charges de la superstructure quand celle-ci est montée en parallèle de la construction des sous-sols. Ils peuvent être inclinés selon des spécifications indiquées dans les normes d'exécution.

2. Domaine d'application et méthodes

Les trois principaux types de pieux sont :

- les pieux à refoulement de sol ou pieux refoulants décrits dans la norme d'exécution des travaux géotechniques spéciaux NF EN 12699,

- les pieux forés décrits dans la norme d'exécution des travaux géotechniques spéciaux NF EN 1536,

- les micropieux décrits dans la norme d'exécution des travaux géotechniques spéciaux NF EN 14199.

2.1. Pieux refoulants

2.1.1. Principe

Les pieux refoulants sont mis en place par fonçage.

Le fonçage regroupe les techniques de mise en place suivantes :

- par impact ou battage,
- par vibrage,
- par vérinage,
- par vissage,
- par combinaison de ces techniques.

Les pieux refoulants permettent de mobiliser en général un effort de pointe maximum par compactage de sol sous la pointe du pieu s'ils sont fermés ou bouchés.

Les pieux refoulants sont de deux types :

- préfabriqués en acier, en béton armé, en béton précontraint, en bois, en matériaux composites et/ou toute combinaison de ces matériaux,
- coulés en place, généralement en béton armé.

2.1.2. Pieux refoulants préfabriqués

Pieux préfabriqués en acier

Les pieux préfabriqués en acier peuvent être :

- soit des tubes soudés bout à bout,
- soit des profilés H spécifiques car ils ont une épaisseur égale sur l'âme et sur les ailes,

- soit des palpieux par assemblage de deux palplanches de profil U par exemple.

L'utilisation d'injection pendant ou après le battage est nécessaire dans certains terrains (craie, sables carbonatés), afin de restaurer le frottement latéral.

La corrosion de l'acier au contact de l'eau et/ou du sol est prise en compte :

- soit par une surépaisseur d'acier sacrificielle,
- soit par application d'une peinture,
- soit par une protection passive (anodes sacrificielles),
- soit par une protection active (courant imposé).

Pieux préfabriqués en béton armé

Les pieux préfabriqués en béton armé sont de section droite transversale :

- soit circulaire,
- soit carrée,
- soit rectangulaire,
- soit polygonale.

La jonction des éléments se fait grâce à des coupleurs métalliques installés à chaque extrémité.

La fabrication se fait soit par vibrage du béton soit par centrifugation du béton, méthode mieux adaptée pour les pieux précontraints.

2.1.3. Pieux refoulants coulés en place

Les pieux refoulants coulés en place sont réalisés par fonçage d'un tube provisoire et/ou permanent muni d'un sabot non débordant et/ou d'un bouchon étanche perdu ou non avec la mise en place d'armatures et de béton à l'abri du tubage. Le coulage du béton est fait en général en condition sèche.

L'extraction du tube provisoire demande quelques précautions pour éviter tout désordre structurel du pieu.

Parmi les types de pieux refoulants coulés en place, le groupe Soletanche Bachy a développé un pieu refoulant rainuré vissé qui associe l'amélioration du frottement latéral par création d'une saignée dans le terrain sur toute ou partie de sa hauteur et celle de sa capacité portante en pointe. Ces pieux sont commercialisés sous le nom de SCREWSOL®.

Soletanche Bachy a également développé un pieu refoulant équipé d'un tube plongeur extensible. Ces pieux commercialisés sous le nom REFSOL font l'objet d'un cahier des charges spécifique.



Outil SCREWSOL® monté sur une foreuse

2.1.4. Etude prévisionnelle de fonçage par battage

Pour les pieux refoulants battus, une étude prévisionnelle de battage est faite pour :

- définir les procédures et matériels à mettre en œuvre pour installer les pieux jusqu'à la couche de fondation prévue dans les études,
- définir l'énergie nécessaire pour vaincre la résistance du sol compatible avec l'intégrité de la structure du pieu,
- définir les critères d'arrêt de battage.

L'étude prévisionnelle de battage est faite :

- soit à partir de diverses formules dynamiques liées à l'énergie délivrée par le marteau et transmise à l'élément de pieu afin de vérifier un critère de battage en relation avec la capacité portante à obtenir,
- soit à partir de la théorie de la propagation des ondes en milieu solide.

Formule de Hiley

La formule dynamique liée à l'énergie de fonçage par battage la plus employée est la formule de Hiley :

$$R_d = \frac{f \cdot E_r \cdot (W_r + e^2 \cdot W_p)}{(s + 1/2(C_1 + C_2 + C_3)) \cdot (W_r + W_p)}$$

avec :

R_d : résistance dynamique totale,

E_r : énergie du marteau selon les données du constructeur,

f : efficacité du marteau,

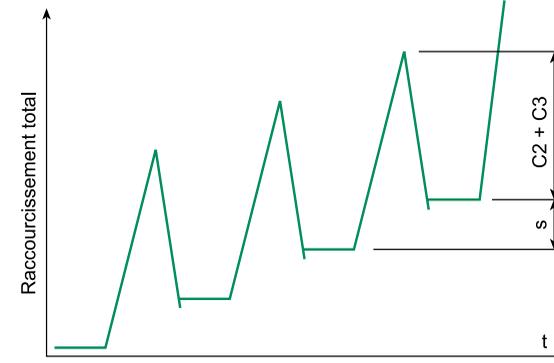
W_r : masse frappante,

W_p : masse du pieu,

C₁, C₂, C₃ : raccourcissement élastique du casque et du martyr, du pieu, du sol respectivement,

e : coefficient de restitution,

s : enfoncement permanent.



Définition des raccourcissements élastiques et permanents d'un pieu battu

Formule de propagation des ondes en milieu continu

La base théorique de cette analyse est l'équation de superposition des ondes dont la forme générale et la solution s'écrivent :

$$\partial^2 u / \partial z^2 - 1/c^2 \cdot \partial^2 u / \partial t^2 = 0 \quad u(z,t) = f(z+c \cdot t) + g(z-c \cdot t)$$

Le déplacement u est le déplacement produit en un point donné par 2 ondes de sens inverse et de même vitesse.

Smith a proposé une relation entre la résistance statique **R_s** et la résistance dynamique **R_d** :

R_d = R_s (1 + j.v) avec **j** facteur d'amplification dynamique (il varie de 0,1 à 0,8 s/cm) et **v** vitesse de déplacement en 1 point du pieu. **R_s** est assimilée à la résistance du sol au battage à vitesse nulle. Cette approche est la plus utilisée aux Etats-Unis sous le nom de la méthode de Case.

D'autres méthodes de prédiction de capacité portante sont développées sur le même schéma théorique comme CAPWAP, SIMBAT, TNO WAVE, STATNAMIC, CALYPSO.

2.1.5. Suivi et contrôle du fonçage

Il est recommandé d'utiliser ces formules en faisant un calage à partir d'un essai préalable de chargement statique axial et/ou de chargement dynamique.

Les études prévisionnelles de battage sont couplées avec le contrôle instrumenté en continu des pieux en cours de

battage et avec un essai de chargement dynamique fait après le battage. Cela permet de mesurer les contraintes et les accélérations induites dans la tête de pieu à chaque impact, la résistance totale du sol au battage et une résistance au battage après cicatrisation du sol assimilée à la capacité portante du pieu en place.

2.2. Pieux forés, y compris barrettes

Les pieux forés et les barrettes se distinguent par la forme de leur section transversale droite :

- la section circulaire est réservée aux pieux,
- les sections carrées, rectangulaires, en T, en L ou de toute autre configuration similaire sont réservées aux barrettes.

- foreuse de type tarière continue pour forage continu de pieux,
- marteau fond de trou en circulation directe et/ou inverse avec et/ou sans tubage pour forage continu de pieux.

Les méthodes de réalisation des pieux forés sont très diverses :

- pieux forés tubés,
- pieux forés boue y compris barrettes,
- pieux forés à la tarière continue.

Les diamètres des pieux forés varient couramment entre 300 mm et 3 m, mais ne cessent d'augmenter pour atteindre actuellement 5 à 6 m.

Des profondeurs de 100 m deviennent aussi relativement courantes en site terrestre.

Il peut arriver de faire un pieu en forage discontinu à sec si les conditions de sol s'y prêtent.

Les bases élargies des pieux se font avec des outils élargisseurs, soit de type mécanique, soit de type hydraulique, jusqu'à des diamètres de 4,50 m.

Ces méthodes sont choisies en fonction des matériels de forage utilisés :

- tarière sur kelly télescopique en forage discontinu tubé et/ou sous boue,
- benne à câble suspendue circulaire (pieux) ou rectangulaire (barrettes) en forage discontinu sous boue (et éventuellement tubé pour les bennes circulaires),
- foreuse circulation inverse avec air lift et tubage en forage continu de pieux,
- foreuse de type haveuse en forage continu de barrettes,

Les pieux forés sont en général en béton coulé en place et renforcés avec une cage d'armatures.

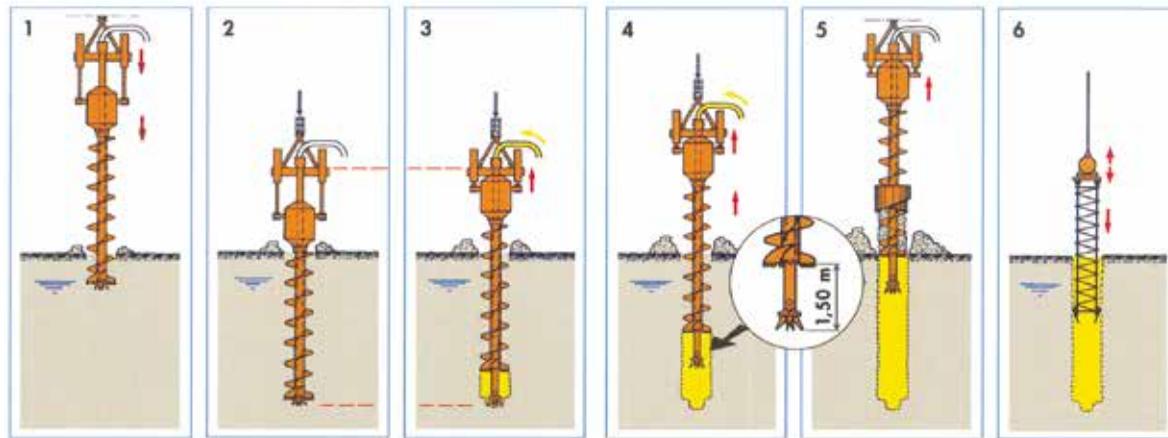
Le renforcement peut aussi être un élément préfabriqué en béton et/ou un élément en acier pour la réalisation, soit de parois de soutènement comme les berlinoises, soit de poteaux préfondés.

Sauf conditions très spécifiques, le béton est mis en place dans des conditions humides avec un tube plongeur qui est :

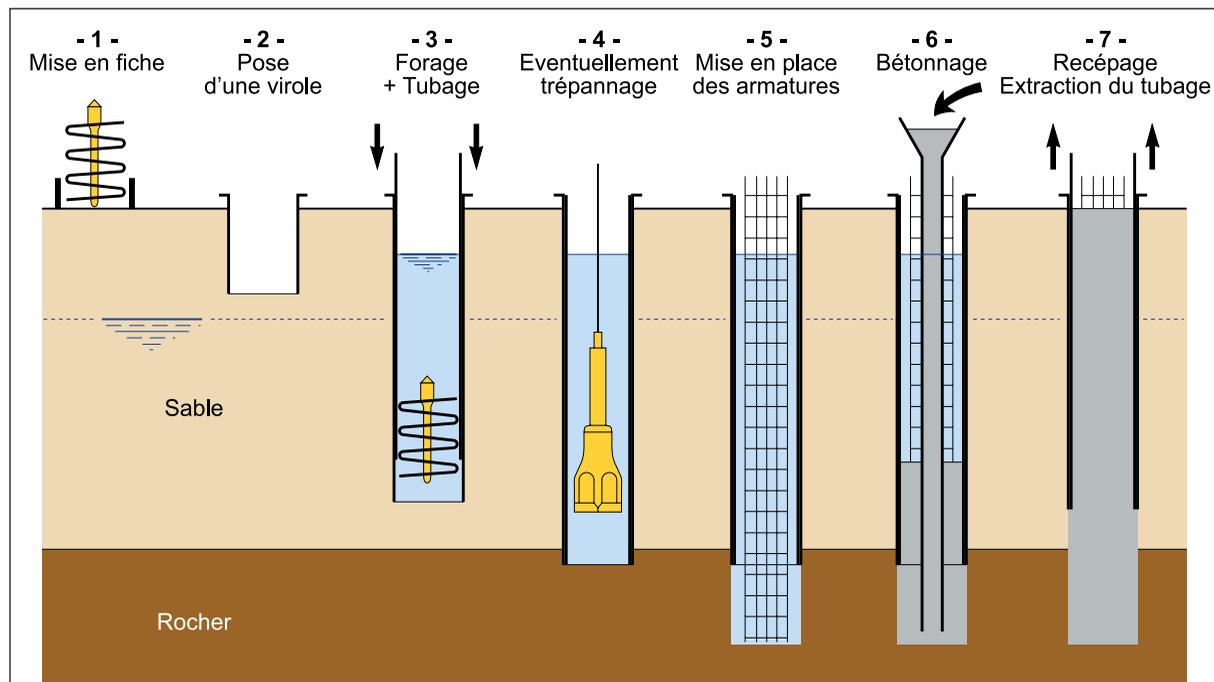
- soit indépendant après équipement du pieu avec la cage d'armature,
- soit indépendant avant équipement du pieu avec un élément préfabriqué en béton armé et/ou en acier,
- soit intégré à l'outil de forage, la cage d'armature étant mise après le bétonnage pour la tarière continue.

Les ciments de type II sont recommandés. Les additions contenues dans ces ciments réduisent la chaleur d'hydratation, améliorent l'ouvrabilité et la durabilité des bétons utilisés pour les fondations profondes. Suivant le diamètre des granulats et les conditions de bétonnage, le dosage en ciment peut varier de 325 kg/m³ à 450 kg/m³.

La classe de résistance du béton est généralement comprise entre C20/25 et C30/37.



Pieux STARSOL®



Pieux foré tubé

Soletanche Bachy a mis au point des machines très sophistiquées à haut rendement avec des systèmes d'électronique embarqués pour garantir une grande fiabilité d'exécution des pieux et des barrettes :

- l'HYDROFRAISE®, haveuse pour réaliser des barrettes jusqu'à 2,40 m d'épaisseur dans des sols de tous types y compris rocheux avec suivi en continu et en temps réel de l'évolution du forage et correction de trajectoire en cas de dérive hors des tolérances grâce à l'ENPAFRAISE,
- Les KS, bennes de forage hydrauliques rectangulaires adaptées aux sols pulvérulents et aux sols cohérents pour réaliser des barrettes jusqu'à 1,50 m d'épaisseur et équipées du système SAKSO pour suivre le forage et corriger les trajectoires en cas de dérive hors des tolérances,



HYDROFRAISE® EVOLUTION 3
Outillage pour parois moulées à grande profondeur



Benne nouvelle génération M8



STARSOL® - Tarière continue à tube plongeur et enregistrement continu des paramètres



T-PILE® - Augmentation des performances des pieux par rainurage



< ENPAFRAISE
(Enregistrement des Paramètres HYDROFRAISE®)

2.3. Micropieux

Les micropieux sont des pieux forés de diamètre inférieur à 300 mm et des pieux à refoulement de sol de diamètre inférieur à 150 mm.

L'élément porteur du micropieu est constitué, soit par une barre en acier, soit par un tube en acier, soit par un profilé type H qui est :

- soit scellé au terrain ou par un coulis de ciment, ou par du mortier, ou par du micro béton pour les micropieux forés,
- soit en contact direct avec le terrain pour les micropieux à refoulement de sol.

Les micropieux se caractérisent par le fait que leur capacité portante totale est celle liée au seul frottement latéral développé à l'interface du sol et du fût du micropieu, l'effet de pointe étant souvent négligeable.

Le frottement latéral peut être amélioré de façon spectaculaire, soit par une injection de serrage dite IGU dans un délai court après la cimentation de l'armature dans le terrain, soit par une injection avec tubes à manchettes de type IRS dans un délai plus long après cette cimentation. Ces deux méthodes d'amélioration peuvent aussi être associées.

Les méthodes d'exécution des micropieux sont similaires à celles des pieux en général.

Cependant, pour les micropieux forés, elles reposent sur l'utilisation de machines de forage de taille réduite qui permettent un forage continu en circulation directe et/ou inverse avec un fluide de forage comme de l'air, de l'eau, de la boue de bentonite, des polymères, un coulis de ciment.

Cette technique de fondation est en général développée pour des réparations de fondations existantes, et pour des renforcements de fondations d'ouvrages existants, car les matériels de fonçage et /ou de forage pour les micropieux sont des machines légères et de taille réduite qui permettent des travaux au sein de l'ouvrage existant.

Le forage à l'outil perdu et au coulis de ciment avec l'armature comme tige et/ou tube de forage reste une solution qui demande une bonne maîtrise d'exécution.

Les micropieux peuvent aussi être utilisés pour la réalisation de travaux neufs et de soutènement de type micro berlinoise.

Les élancements très importants de ces éléments de fondation nécessitent parfois une vérification au flambement pour des sols de qualité médiocre pouvant conduire à prévoir des renforts d'inertie.

Lors de reprise en sous-œuvre des fondations d'un bâtiment, le transfert partiel ou total des charges à fonder peut être fait par vérinage pour maîtriser les effets de mouvements différentiels dans le temps, car les déformations verticales des micropieux sont plus importantes que celles de pieux de capacité portante équivalente.

3. Principe de dimensionnement

Les documents généraux de référence pour le dimensionnement des fondations profondes sont les documents Eurocodes suivants :

- EN1990 : 2002 Eurocode : Bases de calcul des structures,
- EN1991 Eurocode 1 : Actions sur les structures,
- EN1992 Eurocode 2 : Calcul des structures en béton,
- EN1993 Eurocode 3 : Calcul des structures en acier,
- EN1994 Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton,
- EN1997-1 Eurocode 7 - Partie 1 : Calcul géotechnique - Règles générales,
- EN1997-2 Eurocode 7 - Partie 2 : Calcul géotechnique Reconnaissance des terrains et essais,
- EN1998 Eurocode 8 : Résistance des structures aux séismes.

Le document particulier d'application national NF P 94 262 - Fondations sur pieux explicite la section 7 de la partie 1 de l'Eurocode 7 au niveau des calculs proprement dits.

Le dimensionnement des fondations profondes doit être fait aux états limites ultimes et de service pour des charges amenées par la structure à fonder sous l'effet de l'ensemble des actions auxquelles elle est soumise.

Des vérifications particulières peuvent aussi être envisagées pour les fondations profondes soumises :

- aux conditions de sols de caractéristiques géotechniques médiocres,
- aux séismes ou à d'autres sources de vibration (machines vibrantes).

3.1. Détermination de la fiche des pieux

La détermination de la fiche des pieux soumis à une charge axiale se fait à partir des caractéristiques géotechniques des sols définies :

- soit in situ par des essais pressiométriques, pénétrométriques statiques et/ou dynamiques,
- soit in situ par des essais de chargement statique axial et/ou des essais de chargement dynamique de pieux d'essai,
- soit en laboratoire par des essais triaxiaux sur des échantillons «intacts».

Le comportement de la fondation se caractérise par une loi d'interaction élasto-plastique charge axiale en tête.

- déplacement en tête pour définir deux paramètres de charge :
- la charge de fluage,
- la charge limite.

Le logiciel SETPILE de Soletanche Bachy calcule les tassements des pieux selon plusieurs méthodes, dont celle de Frank-Zao.

3.2. Frottement négatif

Le calcul de la portance d'un pieu et/ou d'un groupe de pieux doit tenir compte du frottement négatif induit par le tassement des terrains de qualité géomécanique médiocre sous l'effet, par exemple, d'une surcharge liée à un remblai ou d'un abaissement du niveau de la nappe phréatique dû à un rabattement de nappe.

L'évaluation des efforts liés au frottement négatif peut se faire par une méthode de calcul à la rupture comme celle proposée par Combarieu.

Ce tassement peut être associé à un fluage horizontal du sol sous l'influence de la surcharge engendrant des efforts latéraux à prendre en compte dans le dimensionnement des fondations profondes.

3.3. Soulèvement du sol

Le soulèvement du sol peut résulter :

- soit d'un phénomène de gonflement d'un sol sensible à l'eau par exemple,
- soit de la mise en œuvre de pieux refoulants dans des couches de sol déformables, pouvant se traduire par des efforts de traction importants dans les pieux voisins.

Dans les argiles plastiques et molles lors de la mise en œuvre de pieux refoulants, ce soulèvement peut s'accompagner aussi d'un déplacement latéral du terrain pouvant être dommageable à la solidité du pieu. Dans ces conditions, des procédures d'exécution spécifiques doivent être utilisées pour la mise en œuvre de ce type de pieux.

3.4. Détermination de la résistance des pieux soumis aux efforts latéraux

Le comportement des pieux sollicités horizontalement est très différent selon leur élancement et les conditions d'encastrement en tête.

La rupture se fait plutôt au niveau du sol par plastification pour les pieux courts alors que la rupture se fait plutôt au niveau du pieu pour les pieux longs.

Dans ces conditions, il s'agit respectivement de faire, soit un calcul de stabilité, soit un calcul de moment résistant. La méthode du coefficient de réaction permet des solutions mathématiques simples dans le cas de pieux longs sous charge unitaire pour un coefficient :

- soit constant avec la profondeur,
- soit croissant avec la profondeur (pieux des structures offshore),

en calculant :

- le déplacement en tête et le long du pieu,
 - les rotations en tête de pieu,
 - les moments de flexion maxima développés dans le pieu.
- Le logiciel HOLPILE de Soletanche Bachy permet de calculer les sollicitations sur un pieu en tenant compte le cas échéant de la déformée latérale du sol.

3.5. Cas des groupes de pieux

L'effet de groupe qui correspond à l'interaction de fondations se trouvant à proximité les unes des autres doit être pris en compte lorsque l'espacement est inférieur à 3 diamètres. De manière générale, cet effet augmente les déformations horizontales et verticales, et diminue la capacité portante. Des méthodes comme celle du pieu équivalent de Terzaghi peuvent être utilisées pour modéliser ce phénomène.

Le logiciel PICASSO de Soletanche Bachy permet le dimensionnement d'un groupe de pieux verticaux et/ou inclinés soumis à des efforts quelconques.

3.6. Calcul de la résistance interne du pieu

La résistance interne du pieu est vérifiée à partir des sollicitations produites par les actions préalablement définies. Elle est fonction des matériaux constitutifs du pieu et dépend des règlements en application.

vérifier des sections sollicitées de façon quelconque selon les règlements de béton armé (BAEL, BSI, EC2).

Dans le cas des pieux en béton armé coulés en place, nécessitant des armatures, la section d'armature minimale répond au critère décrit dans le tableau suivant :

Le logiciel PROVERBE de Soletanche Bachy permet de

Section nominale d'un pieu : A_c	Section des armatures longitudinales : A_s
$A_c \leq 0,5 \text{ m}^2$	$A_s \geq 0,5\% A_c$
$0,5 \text{ m}^2 \leq A_c \leq 1,0 \text{ m}^2$	$A_s \geq 0,0025 \text{ m}^2$
$A_c > 1,0 \text{ m}^2$	$A_s \geq 0,25\% A_c$

Les armatures longitudinales doivent au moins comporter quatre barres de diamètre supérieur ou égal à 12 mm avec un écartement entre les barres supérieur à 100 mm et inférieur à 400 mm.

Les diamètres recommandés pour les armatures transversales sont donnés dans le tableau ci-après :

Etriers, cerces ou spires	≥ 6 mm et ≥ un quart du diamètre des barres longitudinales
Fils ou treillis soudés transversaux	≥ 5 mm

L'enrobage de la cage d'armatures ne doit pas être inférieur à 75 mm.

3.7. Instabilité interne

Le phénomène de flambement peut être examiné pour des pieux longs et pour les micropieux, s'agissant de sols définis comme mous.

On peut utiliser les abaques de Souche ou un logiciel adapté. Le logiciel PARIS de Soletanche Bachy permet ce calcul grâce à son module de flambement généralisé.

3.8. Séisme

Le calcul des fondations profondes sous séisme est traité dans l'Eurocode 8 - partie 5.

Il doit prendre en compte :

- les forces d'inertie de la superstructure,
- les forces cinématiques dues à la déformation du sol

au passage des ondes sismiques pour vérifier la résistance ultime aux efforts latéraux.

Les pieux doivent avoir un comportement élastique avec la possibilité de prise en compte de rotules plastiques.

4. Contrôles

Les contrôles d'exécution pour les fondations profondes sont développés à deux étapes des travaux :

- des contrôles ont lieu pendant la mise en œuvre avec des outils d'aide à la décision embarqués sur la machine de forage,
- des contrôles ont lieu après mise en œuvre ; il sont très

utiles pour confirmer la qualité d'une fondation, mais restent un constat si une anomalie est détectée.

Cependant, ces contrôles a posteriori permettent rétrospectivement de réparer une fondation mal exécutée.

4.1. Contrôles pendant l'exécution

Consciente de la nécessité d'assurer en toutes circonstances la bonne qualité de toute fondation profonde, Soletanche Bachy a développé, sous l'impulsion des hommes de chantier et grâce à la grande technicité de ses ingénieurs, un suivi continu et rigoureux du processus de mise en œuvre en temps réel des fondations pour permettre une action immédiate en cas de modifications des conditions de réalisation de la fondation.

Ces outils d'aide à la décision assistent les opérateurs pour corriger en temps réel des dérives pouvant entraîner une qualité moindre de la fondation.

Le cerveau de ces outils d'aide à la décision est le SYMPA qui signifie «SYstème Modulaire et Polyvalent d'Acquisition de données».

Autour de ce SYMPA, se déclinent les systèmes embarqués pour chaque type de machine utilisé pour la mise en œuvre

des fondations profondes :

- L'ENPAFRAISE, installé sur l'HYDROFRAISE®, suit les paramètres hydrauliques de la machine avec leur visualisation pour aider à son pilotage, la position de la fraise dans les 3 directions avec les écarts par rapport à la position théorique de la barrette.

- Le SAKSO installé sur la benne hydraulique KS a les mêmes fonctions, mais, il permet de plus de gérer le cycle complet de forage avec la rotation de la tourelle de la grue pour le dépotage des déblais de la benne.

- L'ENBESOL® installé sur la tarière continue STARSOL® qui, en plus du forage, suit et aide au bétonnage du pieu.

- L'ENPASOL® installé sur les foreuses de petit diamètre qui enregistre les paramètres de forage lors de l'exécution des micropieux.

4.2. Contrôles après exécution

Ces contrôles sont destructifs ou non destructifs.

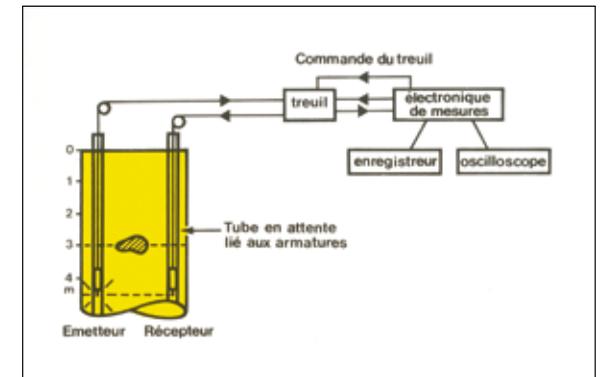
4.2.1. Contrôles non destructifs

Les contrôles non destructifs des pieux se font essentiellement selon quatre méthodes d'auscultation maintenant normalisées :

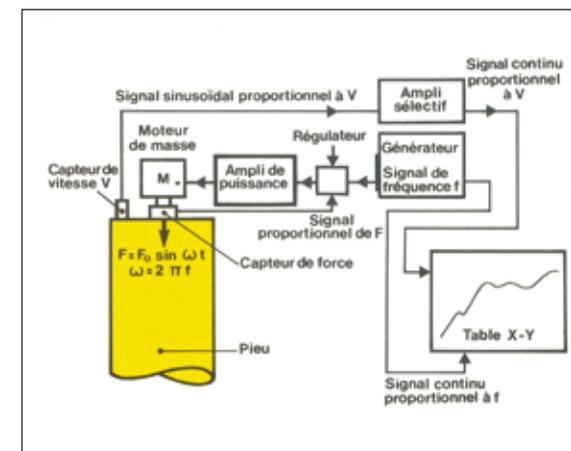
- méthode par transparence,
- méthode par réflexion,
- méthode sismique parallèle,
- méthode par impédance.

La méthode sismique parallèle est la moins utilisée, car elle nécessite un forage parallèle le long du pieu.

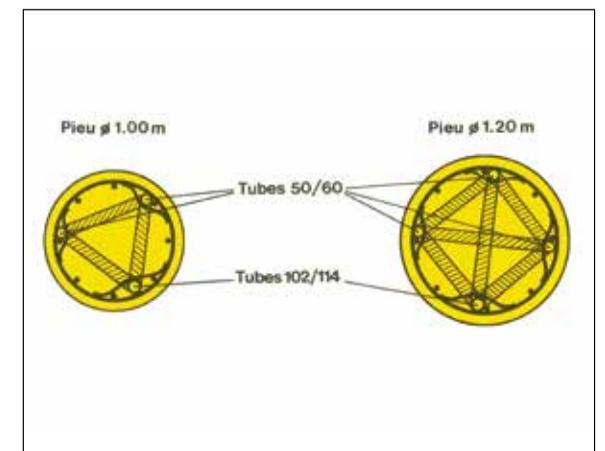
Toutes ces méthodes permettent de connaître la longueur du pieu réalisé et de détecter des anomalies dans le fût du pieu en mesurant la vitesse des ondes dans le béton.



Auscultation sonore en transparence - Chaîne de mesures



Méthode de l'impédance mécanique - Schéma de l'appareillage



Auscultation sonore en transparence - Dispositif des tubes
Seules les zones hachurées sont auscultées

4.2.2. Contrôles destructifs

Le carottage à l'outil diamanté, avec prélèvement continu, est le recours en cas de doutes sur la qualité du béton d'un pieu. Le carottage est essentiellement utilisé pour visualiser la qualité du contact du béton et du terrain en fond de pieu. Ces carottages sont utilisés pour améliorer ce contact par injection de coulis de ciment sous plus ou moins haute pression.

4.2.3. Essais de chargement

Les essais de chargement des fondations profondes utilisés maintenant sont de type statique ou dynamique. Les essais de type statique sont des essais sous charge axiale en compression, en traction ou sous effort latéral. Les essais de type dynamique permettent aussi de définir

une capacité portante de la fondation, mais ce sont des essais à haute énergie qui s'appliquent essentiellement aux pieux en acier, mais aussi à ceux en béton moyennant quelques précautions pour éviter d'endommager la tête.

5. Quelques chantiers de références

5.1. Pieux



HONG KONG - Aig Tower Furama



HONG KONG - 402 - Pieux H métalliques



FRANCE - Paris - Farman Quartier Seine-Ouest



NOUVELLE CALEDONIE - Prony Pieux forés au marteau fond de trou



ROYAUME UNI - Londres - CTRL 105 Gare St Pancras



MACAO - Wynn Resorts Diamond Suite Hotel



URUGUAY - Quai TCP Pieux en mer

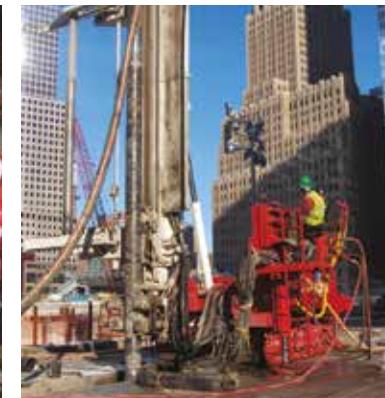


HONG KONG - 402 Machine de forage de pieux en circulation inverse

5.2. Micropieux



FRANCE - Paris - Rue Raynouard



ETATS-UNIS - New York - World Trade Center



FRANCE - Marseille - Grand Littoral

TIRANTS D'ANCRAGE

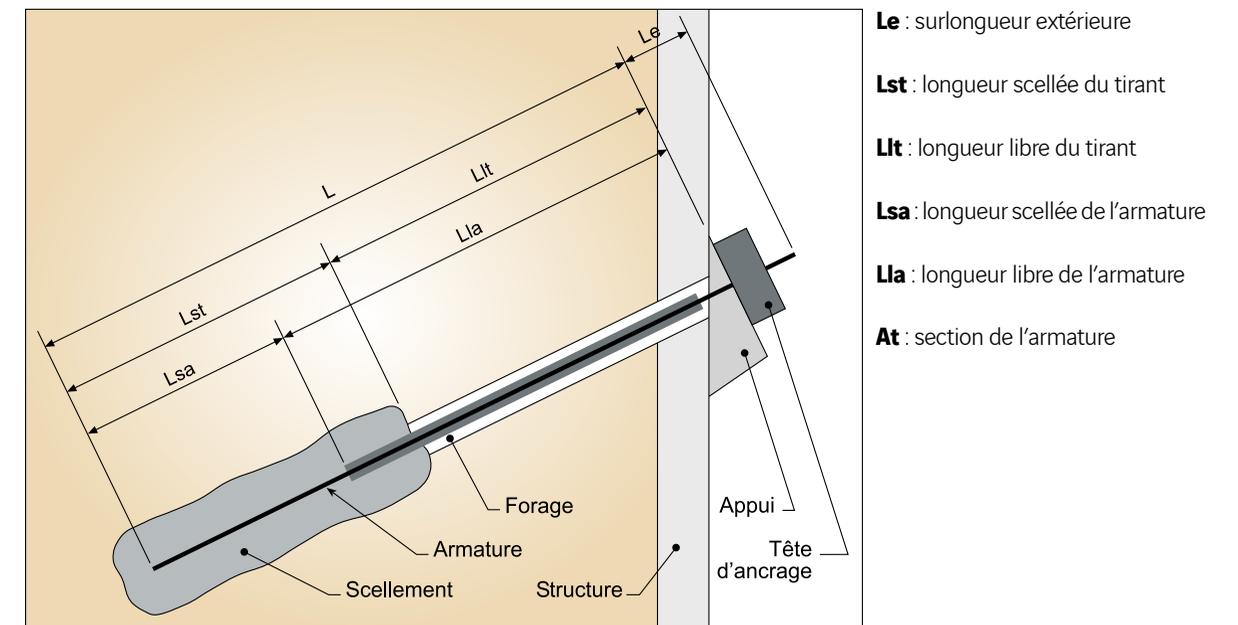
1. Définitions

Un tirant d'ancrage est un dispositif capable de transmettre les forces de traction qui lui sont appliquées à une couche de sol résistant en prenant appui sur la structure à ancrer.

Un tirant est dit provisoire si sa durée d'utilisation est inférieure à 18 mois ; il est dit permanent dans l'autre cas.

Un tirant se compose :

- d'une tête d'ancrage qui transmet les forces de traction de l'armature à la structure à ancrer par l'intermédiaire d'un système d'appui,
- d'une partie libre qui est la longueur d'armature comprise entre la tête d'ancrage et le début du scellement,
- d'une partie scellée qui est la longueur d'armature sur laquelle la force de traction est transmise au terrain environnant par l'intermédiaire du coulis de scellement.

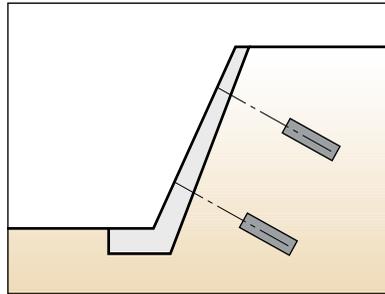


Un tirant peut être actif ou passif :

- **Passif**, il n'est mis en tension que du fait de l'application à l'ouvrage des actions qui sollicitent ce dernier. Ce type de tirant n'a généralement pas de partie libre. L'armature est le plus souvent une barre en acier, voire en matériau composite.

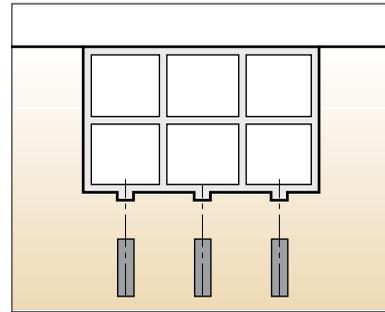
- **Actif**, il est mis en charge préalablement à l'application des actions, afin de limiter les déformations de l'ouvrage. L'armature la plus courante est un faisceau de câbles en acier pour précontrainte.

2. Domaine d'application



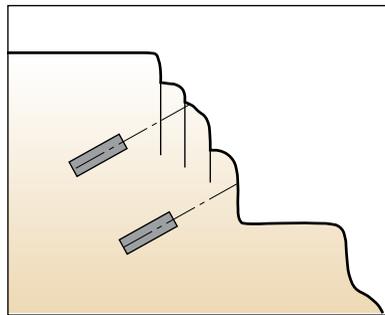
< Soutènement des fouilles

Parois moulées - Rideaux de palplanches - Murs de soutènement - Voiles de reprise en sous-œuvre - Parois berlinoises et assimilées.



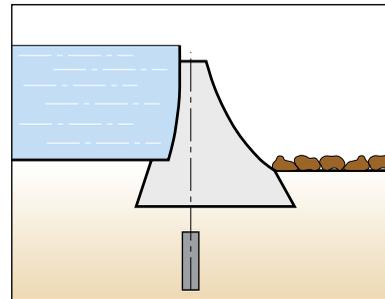
Reprise d'efforts de traction >

- Radier sous la nappe - Précontrainte de pieux travaillant en traction
- Ancrage de structures élancées (pylônes, immeubles-tours, cheminées...)
- Reprise d'efforts de haubannage (ponts suspendus, pylônes...)



< Epinglages - Clouages

Rocher fissuré, falaises, zones d'éboulis - Stabilisation, glissements de terrain - Consolidation de galeries - Massifs de conduites forcées.



Divers >

- Reprise de poussées de voûtes - Postcontrainte de structures
- Amélioration de la stabilité des barrages

3. Protection contre la corrosion

Le type de protection est adapté en fonction de deux critères principaux qui sont la durée de vie du tirant et l'agressivité du milieu. La protection porte sur les trois parties constituant le tirant et doit être continue.

RÈGLES USUELLES (TA. 95)				NF.EN.1537	
Durée d'utilisation / Environnement	Moins de 9 mois	De 9 à 18 mois	Plus de 18 mois	Tirants provisoires moins de 2 ans	Tirants permanents plus de 2 ans
	Non agressive	P0	P1	P2	La protection de base est similaire à P0 et évolutive, mais la durée de vie peut être de plus de deux ans si prévue à l'origine
Moyennement agressive	P1	P2	P2		
Agressive	P2	P2	P2		

Exemples

TIRANT PROVISOIRE (P0)		TIRANT PERMANENT (P2)	
	Milieu et ambiance non agressifs, court terme. Tête d'ancrage Un enduit anticorrosion non fluide.		Tête d'ancrage Un capot rigide peint, raccordé à la plaque d'appui. Le capot est rempli d'un produit anti-corrosion.
	Longueur libre Les armatures sont protégées par une gaine obturée aux extrémités. La gaine doit permettre la libre déformation de l'armature lors de la mise en tension.		Zone de transition Un tube trompette est raccordé à la partie libre et rempli de produit anti-corrosion.
	Longueur scellée Les armatures doivent avoir un enrobage d'au moins 10 mm par rapport à la paroi du forage.		Longueur libre Une gaine souple entourant chaque armature et remplie de graisse. Un tube commun rempli d'un coulis de ciment dense.
			Longueur scellée Un tube à manchettes en acier d'une épaisseur d'au moins 3 mm, rempli d'un coulis de ciment dense. Un enrobage d'au moins 20 mm de coulis injecté sous une pression mini de 0,5 MPa entre le tube et le terrain. L'enrobage dans le tube est d'au moins 5 mm.

Nota : la protection P1 est une protection intermédiaire entre P0 et P2 (en particulier la longueur scellée est non protégée par rapport à la protection P2).

4. Mise en œuvre

La mise en œuvre d'un tirant se déroule en plusieurs phases :

- Réalisation d'un forage entre 100 et 200 mm de diamètre, en accord avec l'encombrement du corps de tirant et le diamètre du bulbe d'ancrage souhaité, au moyen d'un outillage et d'un fluide de perforation adaptés au terrain. Toutes les inclinaisons sont envisageables.
- Après nettoyage du forage, substitution du fluide de perforation par un produit de scellement, généralement un coulis de ciment fortement dosé (C/E entre 1.7 et 2.3).
- Mise en place du tirant. L'introduction dans le forage se fait avec une grue, un dérouleur, voire à bras d'homme.
- Après prise le scellement peut être injecté sous pression avec un coulis de ciment. Divers systèmes et méthodologies

sont appliqués en fonction des terrains et du niveau d'amélioration de la capacité d'ancrage souhaitée. Le procédé le plus courant est celui utilisant le Tube à manchettes (voir chapitre Injection). Les recommandations TA 95 distinguent deux grandes méthodes :

- l'IRS (Injection Repetitive Selective)
- l'IGU (Injection Globale Unique)
- Suivant le type de terrain et le produit de scellement utilisé, un délai de 2 à 5 jours est observé entre la dernière phase d'injection et la mise en tension du tirant.
- La protection de la tête du tirant est réalisée après validation de la mise en tension.

5. Dimensionnement

Il s'agit de déterminer la section de l'armature, la longueur d'ancrage, la longueur de la partie libre.

5.1. La section de l'armature (At)

Elle est déterminée à partir de la traction maximale calculée (P) qui doit subsister dans le tirant pour assurer l'équilibre de la structure sous un état limite de service.

	RÈGLES USUELLES (TA 95) *	
TIRANT PROVISOIRE	Moins de 18 mois	$At \geq 1.33 P / Pt_{0.1k}$
	Plus de 18 mois	$At \geq 1.67 P / Pt_{0.1k}$
TIRANT PERMANENT	$At \geq 1.67 P / Pt_{0.1k}$	

Ptk : Traction caractéristique de l'armature - $Pt_{0.1k}$: Limite élastique à 0.1% de l'armature
 Sous séisme, on admet suivant AFPS 90 : Section $\geq 1.11 P / Pt_{0.1k}$

*Ces valeurs peuvent être amendées par des documents d'application et des normes européennes spécifiques à certaines catégories d'ouvrages.

5.2. La longueur d'ancrage

La longueur du scellement est déterminée dans un sol donné par :

- l'expérience de l'entreprise,
- les essais,
- un prédimensionnement.

Méthode de prédimensionnement

La méthode la plus utilisée en France est celle proposée par M. Bustamante (Bull.liaison labo P. et Ch 140 - novdec 1995), présentée en annexe 3 du TA.95.

Dans cette méthode, la capacité d'ancrage d'un terrain est supposée être proportionnelle :

- à la longueur du scellement dans le terrain (Ls),
- au diamètre de forage équivalent ($D_s = \alpha Dd$),
- au frottement latéral unitaire limite du sol (q_s).

La traction ultime estimée d'un tirant s'écrit

$$Tu = \pi \alpha Dd Ls q_s$$

q_s est fourni par des abaques en fonction du type de sol, de sa compacité et de la technique d'injection.

α est un coefficient majorateur dont la valeur dépend de la nature du sol et est étroitement liée à la technique d'injection.

En utilisant cette méthode, un coefficient de sécurité de 2 par rapport à la rupture est appliqué.

Il est important de bien retenir que la valeur trouvée n'est que **prévisionnelle** et que **seul** le résultat des essais doit être pris en compte lors de la réalisation.

A titre indicatif, on peut retenir comme traction admissible :

- sables et graves lâches 20 à 40 KN/m,
- sables et graves denses 60 à 120 KN/m,
- argiles et limons raides 20 à 60 KN/m,
- argiles et limons durs 40 à 100 KN/m,
- craie altérée 50 à 80 KN/m,
- craie saine 100 à 150 KN/m,
- rocher 150 à > 250 KN/m.

Ces valeurs sont supposées être représentatives pour des longueurs de scellement comprises entre 5 et 15 m.

5.3. La longueur libre

Elle est choisie en fonction de trois critères principaux :

- la position de la couche d'ancrage,
- la longueur minimale permettant le blocage à la traction initiale compte tenu des pertes mécaniques lors de cette opération,

- la stabilité d'ensemble du massif sollicité (méthode de Kranz*).

* Se reporter au paragraphe 5.4. du chapitre «paroi moulée» du présent guide.

6. Capacité des armatures

6.1. Tirants à câbles

Unités	1T15	2T15	3T15	4T15	5T15	6T15	7T15	8T15	9T15	10T15	11T15	12T15
Ø ext du toron	Toron T15,7 - Feg = 1650 MPa - Frg = 1860 MPa *											
Section d'acier en mm²	150	300	450	600	750	900	1 050	1 200	1 350	1 500	1 650	1 800
Rupture en kN (Frg)	279	558	837	1 116	1 395	1 674	1 953	2 232	2 511	2 790	3 069	3 348
Limite élastique en kN (Feg)	248	496	744	992	1 240	1 488	1 736	1 984	2 232	2 475	2 723	2 970
Tirant permanent en kN (Ts = 0,60 Feg)	149	298	446	595	744	893	1 042	1 190	1 339	1 485	1 634	1 782
Tirant provisoire en kN (Ts = 0,75 Feg)	186	372	558	744	930	1 116	1 302	1 488	1 674	1 856	2 042	2 228
Tirant suivant EN 1537	181	362	544	725	906	1 087	1 268	1 449	1 630	1 812	1 993	2 174

* Ce type de toron sous norme européenne correspond au toron 0,6" 270 kpsi des normes ASTM.

6.2. Tirants à barres

Aciers	Diamètre en mm		Section mm²	Poids kg	Rupture Frg		Limite élastique Feg		Géotechnique		
	nominal	extérieur			N/mm²	kN	N/mm²	kN	Essai 0,90 Feg	Provisoire 0,75 Feg	Définitif 0,60 Feg
GEWI	16	18,00	201	1,61	550	111	500	101	90	75	60
	25	27,90	491	3,85	550	270	500	245	221	184	147
	32	36,00	804	6,50	550	442	500	402	362	302	241
	40	44,20	1 257	9,95	550	691	500	628	565	471	377
	50	55,60	1 963	15,41	550	1 080	500	982	884	736	589
GEWI Plus	18	21,00	254	1,96	800	204	670	170	153	128	102
	25	28,00	491	3,85	800	393	670	329	296	247	197
	28	32,00	616	4,83	800	493	670	413	371	309	248
	43	48,00	1 452	11,51	800	1 162	670	973	876	730	584
	63,5	70,00	3 167	24,86	800	2 534	670	2 122	1 910	1 591	1 273
DYWIDRILL (autoforant)	R25N	25,00	290	2,30	690	200	520	150	135	113	90
	R32N	32,00	430	3,40	650	280	530	230	207	173	138
	R38N	38,00	770	6,10	650	500	520	400	360	300	240
	R51N	51,00	1 070	8,40	750	800	590	630	567	473	378
	T78S	78,00	2 750	22,00	690	1 900	550	1 500	1 350	1 125	900
FREYSSIBAR + HSA	27	30	560	4,70	1 070	599	870	487	438	365	292
	32	36	816	6,82	1 070	873	870	710	639	533	426
	41	45	1 306	10,83	1 070	1 397	870	1 136	1 022	852	682
	51	56	2 030	16,84	1 070	2 172	870	1 766	1 589	1 325	1 060
	75	81	4 465	36,25	1 070	4 778	870	3 885	3 497	2 914	2 331
FREYSSIBAR + HTSR	27	30	560	4,70	1 200	672	1 050	588	529	441	353
	32	36	816	6,83	1 200	979	1 050	857	771	643	514
	35	39	975	8,08	1 200	1 170	1 050	1 024	922	768	614
	41	45	1 306	10,83	1 200	1 567	1 050	1 371	1 234	1 028	823
	51	56	2 030	16,84	1 200	2 436	1 050	2 132	1 919	1 599	1 279
75	81	4 465	36,25	1 200	5 358	1 050	4 688	4 219	3 516	2 813	

Nota : dans le cas de tirants posés, les barres utilisées sont lisses. Un exemple de barres est donné en dessous

Aciers	Diamètre en mm		Section mm²	Poids kg	Rupture Frg		Limite élastique Feg		Géotechnique		
	nominal	extérieur			N/mm²	kN	N/mm²	kN	Essai 0,90 Feg	Provisoire 0,75 Feg	Définitif 0,60 Feg
FILTARO (tirant à extrémité renforcée)	60	76	2 827	22,2	800	2 261	500	1 413	1 271	1 059	847
	70	90	3 848	30,21	800	3 078	500	1 924	1 731	1 443	1 154
	90	105	6 361	49,94	800	5 088	500	3 180	2 862	2 385	1 908
	100	115	7 853	61,65	800	6 282	500	3 926	3 533	2 944	2 355
	125	150	12 271	96,33	800	9 816	500	6 135	5 521	4 601	3 681

7. Les essais

On distingue trois catégories d'essais :

Les essais à rupture

Les essais à rupture sont faits, soit pour déterminer la résistance ultime du terrain, soit pour tester un nouveau type de tirant. La pertinence de ces essais est déterminée contractuellement au cas par cas.

Les essais de contrôle

Ce sont des essais non destructifs, les tirants essayés peuvent donc être intégrés à l'ouvrage.

Les objectifs d'un essai de contrôle sont :

- de confirmer les caractéristiques obtenues lors des essais à rupture,
- de déterminer la valeur de la traction critique de fluage lorsqu'il n'y a pas d'essai à rupture.

Au moins trois essais de contrôle doivent être réalisés par ouvrage.

Les essais de réception

Chaque tirant de l'ouvrage, lorsqu'il est précontraint, doit être soumis à un essai de réception. Les objectifs sont :

- démontrer qu'une traction d'épreuve peut être supportée par le tirant,
- s'assurer que la traction de blocage (P_o) hors frottements se situe au niveau de la traction de blocage théorique (P), de fait :
 $|P_o - P| \leq \text{Max}(50 \text{ KN} ; 5\% P)$

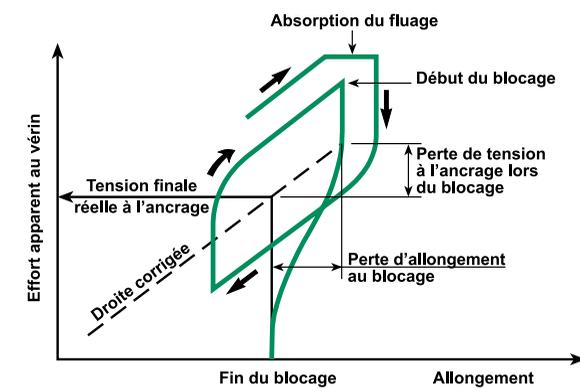
Une méthode de mise en tension utilisée par Soletanche Bachy est décrite dans le paragraphe suivant.

8. Mise en tension suivant la méthode du cycle

Description

Un cycle d'essai comprend :

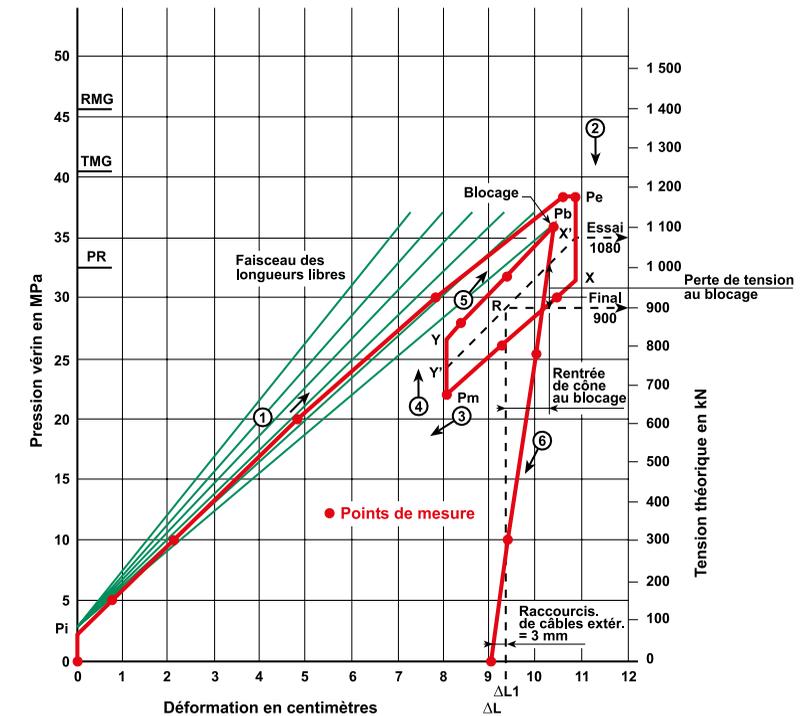
- une montée en pression (3 ou 4 paliers),
- une descente de pression : si possible à déformation nulle (1 palier),
- une décompression avec déformation (2 à 3 paliers),
- une remontée sans déformation (1 palier),
- une remontée avec déformation jusqu'à la pression de blocage (2 à 3 paliers),
- la mesure des déformations résiduelles.



Interprétation

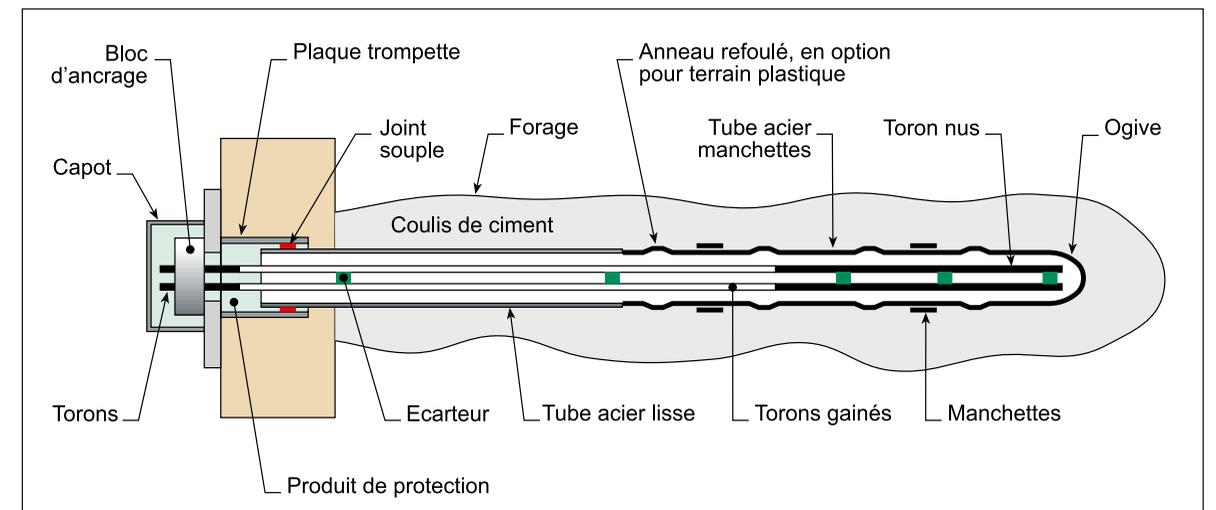
On fait apparaître successivement :

- pression initiale, représentant les frottements en tête au départ,
- pression maximale d'essai ; le segment $P_i P_e$ doit se trouver à l'intérieur du faisceau ; il détermine la longueur libre réellement obtenue,
- point construit : représente le double des frottements en tête (vérin + tête + manomètre),
- le milieu du segment $P_e X$ donne la tension maximale d'essai du scellement,
- pression minimale de décompression P_m ,
- point construit Y et milieu de $P_m Y$,
- pression lors du blocage ; les segments $X P_m$ et $Y P_b$ doivent être sensiblement parallèles ; le segment $Y' X'$ représente les véritables valeurs des tensions correspondant aux déformations mesurées, c'est-à-dire tous frottements exclus,
- ΔL_1 est fixé à quelques millimètres au-dessus de ΔL mesuré, pour tenir compte de l'allongement de la partie des câbles située entre tête de blocage et prise du vérin,
- point R construit à partir de $X' Y'$ et de ΔL_1 , donne la tension finale réelle du tirant, ou tension résiduelle ; le graphique permet en outre de déterminer la perte de tension au blocage et la rentrée de la tête d'appui au blocage.



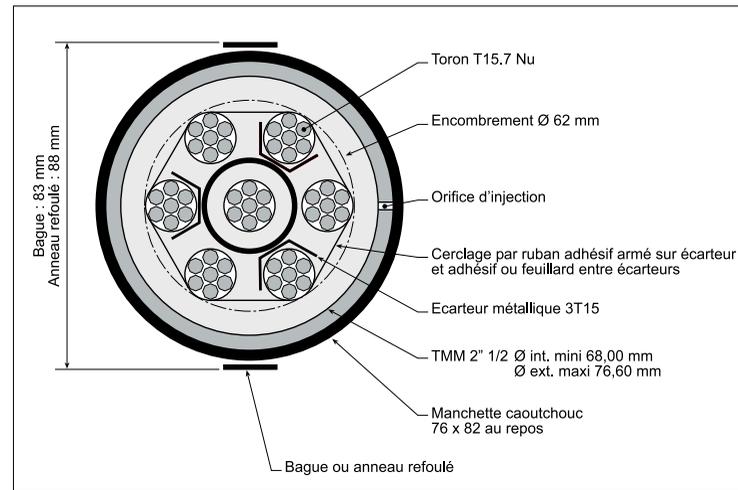
9. Description du tirant type TMM

Le tirant TMM (Tube Métal à Manchettes) est un tirant actif à câbles, protégé contre la corrosion, de type permanent (P2) ; sa capacité est ajustée en fonction des besoins, de 200 kN à plus de 2000 kN.

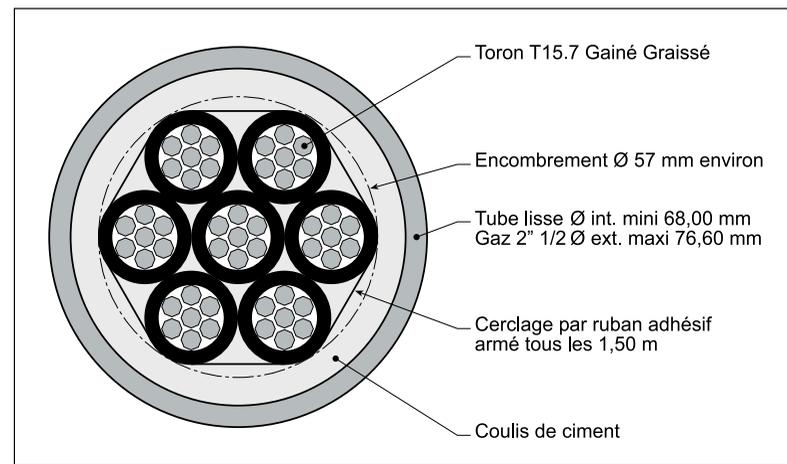


Le tube acier TMM est rempli de coulis de ciment à fort C/E après la dernière injection en pression de la zone scellée.

Coupes et encombrements



Coupe sur partie de scellement >



< Coupe sur partie libre

D'autres types de tirants sont aussi possibles

10. Réglementation

- Norme NF EN 1997-1 : calculs des ouvrages géotechniques,
- Norme NF P 94-282 : calcul des ouvrages de soutènement,
- Norme NF - EN 1537 : exécution des travaux géotechniques spéciaux - Tirants d'ancrage,
- Recommandations TA 95,
- Norme NF P 94-153 : essai statique de tirant d'ancrage.



MONACO - Testimonio (2004 - 2005)
Paroi berlinoise, béton projeté, paroi moulée, tirants provisoires et permanents



FRANCE - Cruseilles A41 (2007) Mur de soutènement de Troinex



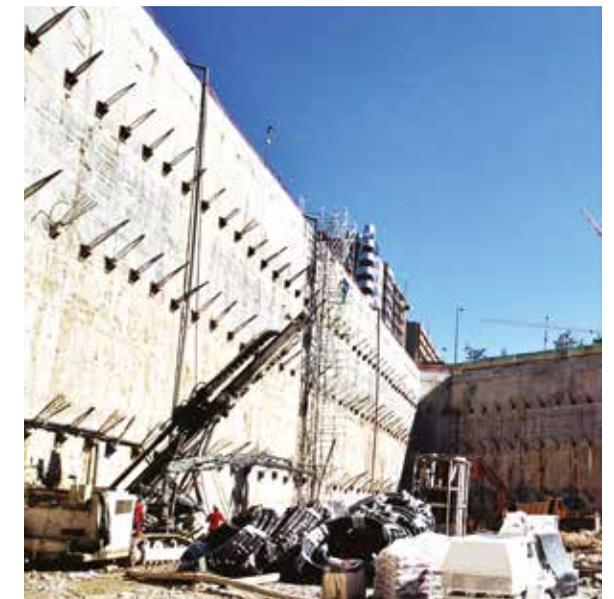
FRANCE - Besançon - Tunnel du Bois de Peu (2004) Paroi clouée



ETATS-UNIS - Barrage de Gilboa (2006) Stabilisation



ARGENTINE - Complexe hydro-électrique de Potrerillos (2000)
Soutènement du talus nord-ouest de la futur centrale de Cacheuta



ESPAGNE - Valencia - Corte Inglés (2001)
Bâtiment à usage commercial

RABATTEMENTS - ETANCHEMENTS

1. Introduction

Les problèmes liés à la présence d'eau dans le sol sont parmi les plus complexes rencontrés en géotechnique.

Ils dépendent :

- des hétérogénéités de sol,
- de l'anisotropie,
- des conditions d'alimentation des aquifères.

Cela forme un ensemble complexe, nécessitant la connaissance d'un très grand nombre de paramètres.

Au-delà de toute approche théorique, l'expérience est fondamentale pour les appréhender correctement.

Néanmoins, aussi complets que soient la reconnaissance géotechnique et le savoir-faire, ils ne sauraient éviter tout aléa lié à la gestion de l'eau dans le sol.

Lors de l'établissement d'un projet, la présence d'eau dans le sol doit amener à se poser les questions suivantes :

- Quels sont les aquifères en présence ?
- Quel sera le débit à pomper, et comment le capter ?
- L'impact du rabattement sur l'environnement du chantier sera-t-il acceptable ?
- Est-il opportun de mettre en place dans le sol des éléments modifiant l'écoulement ?
- Quels moyens faudra-t-il se donner pour s'assurer que, pendant toute la durée du pompage, les travaux se déroulent conformément aux prévisions ?

2. Démarche de dimensionnement

2.1. Reconnaissance

Comme dans tout projet géotechnique, la maîtrise des problèmes de rabattement nécessite une campagne de reconnaissance qui doit permettre d'identifier tous les aquifères intéressant le projet, et de les caractériser en termes de :

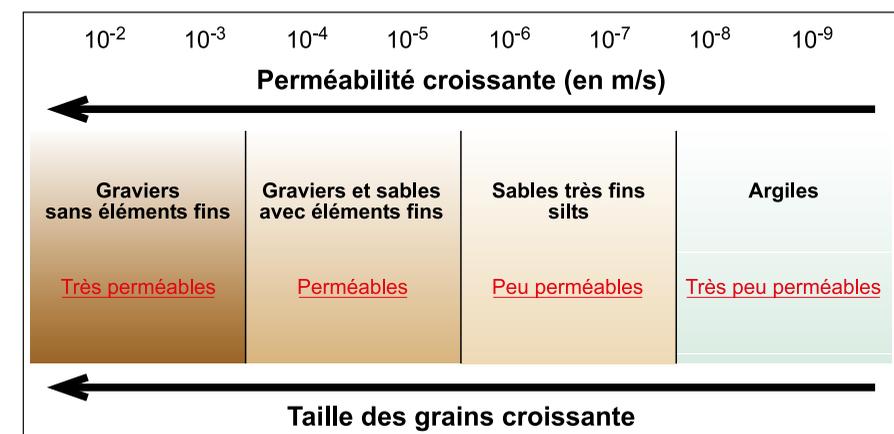
- puissance,
- nature (nappe libre, nappe captive),
- perméabilité,
- conditions d'alimentation.

La mesure de perméabilité d'un horizon peut être faite de différentes façons, indiquées ci-dessous par ordre de fiabilité croissante :

- au laboratoire, à partir d'échantillons prélevés dans des forages exécutés sur le site. On peut citer les essais de mesure directe de perméabilité (perméamètre), les méthodes de Hazen, de Kozeny, reliant la perméabilité à la granulométrie.

- in situ. On distingue alors :

- les essais ponctuels : essais «Lugeon» dans le rocher, essais «Lefranc» en terrain alluvionnaire,
- les essais en grand. Il s'agit d'essais de pompage exécutés à l'aide d'un ou plusieurs puits de pompage, de piézomètres, permettant d'avoir, à l'échelle du projet, une bonne image du comportement hydraulique des terrains rencontrés.



Echelle de perméabilités

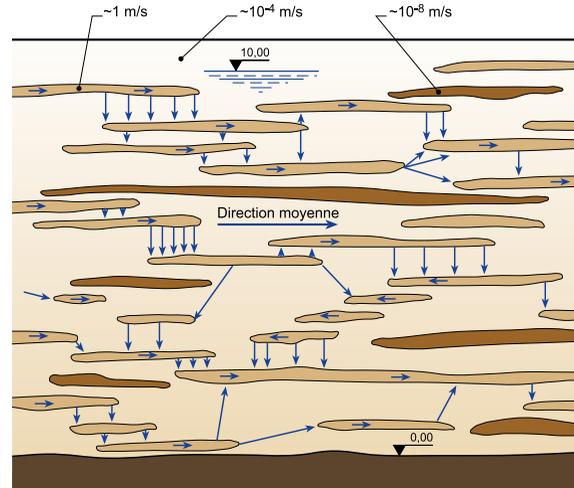
Les écueils des essais ponctuels (laboratoire et in situ) sont :

- la légitime interrogation sur la représentativité des essais,
- la non prise en compte de l'anisotropie des sols.

En revanche, les essais de pompage permettent de s'affranchir des limites des essais ponctuels, et permettent d'obtenir une image aussi fidèle que possible des horizons intéressant le projet. La figure ci-contre illustre «l'effet d'échelle», qui ne saurait être appréhendé par des essais ponctuels.

Afin de pouvoir être interprété correctement, un essai de pompage nécessite de mettre en œuvre :

- des puits de pompage,
- des piézomètres à prise de pression sélective, afin de mesurer convenablement l'incidence du pompage dans les différents aquifères.

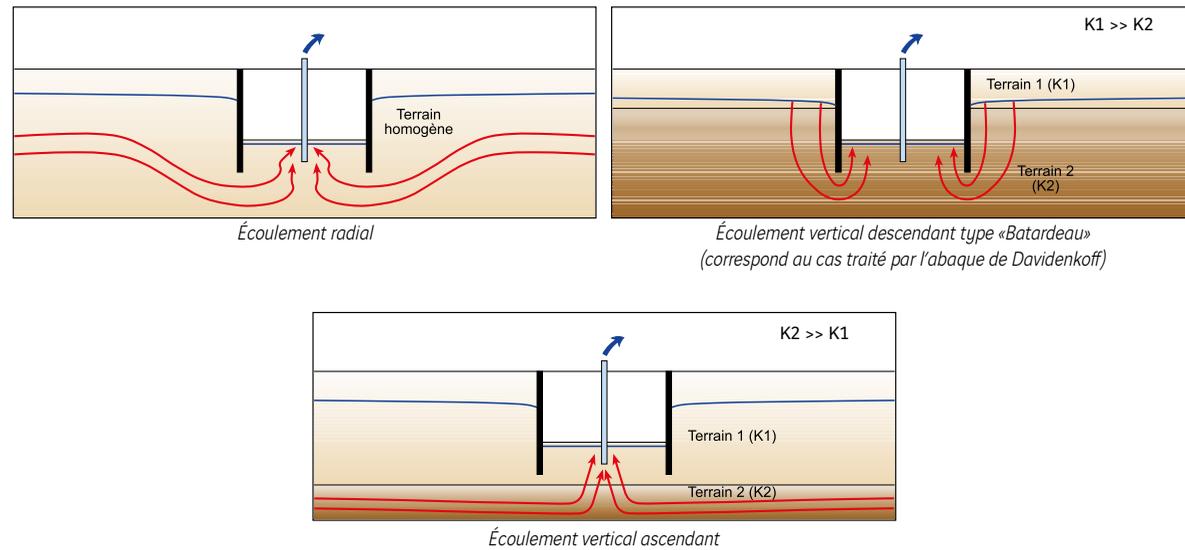


Exemple d'effet d'échelle pour la perméabilité

2.2. Les écoulements types

Une fois identifiés les différents horizons et leur perméabilité, il est nécessaire d'identifier le réseau d'écoulement que le rabattement prévu engendrera.

On distingue 3 écoulements types (voir figures). Sur un même site, on peut naturellement trouver une superposition de ces écoulements types :



2.3. Etablissement du projet

Les choix techniques sont fonction :

- de l'hydrogéologie,
- de la géométrie de l'ouvrage,
- de l'environnement extérieur,
- du cadre contractuel (débit d'exhaure maximal, par exemple),
- de la composition chimique de l'eau à évacuer.

Ils doivent être effectués en tenant compte des risques décrits au paragraphe 3.

Ils doivent permettre de déterminer :

- les éventuelles coupures : écran, injection,
- les moyens de pompage (puits, pointes filtrantes..) et de contrôle (piézomètres), (voir les tableaux en fin de paragraphe 4, indiquant les domaines d'application des différentes techniques).

2.4. Exemples de démarche pour des fouilles profondes

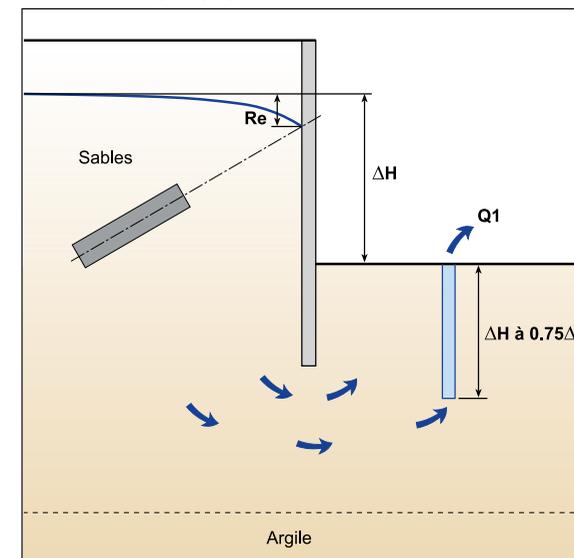
Nous présentons ci-dessous, les principales options pouvant être retenues afin de mener à bien les terrassements :

- d'une fouille dans des terrains sableux,
- d'une fouille dans des terrains rocheux,
- d'une fouille en terrain consistant, en présence d'un horizon plus perméable en profondeur.

2.4.1. Fouille en terrain sableux

Solution 1

Paroi courte + pompage

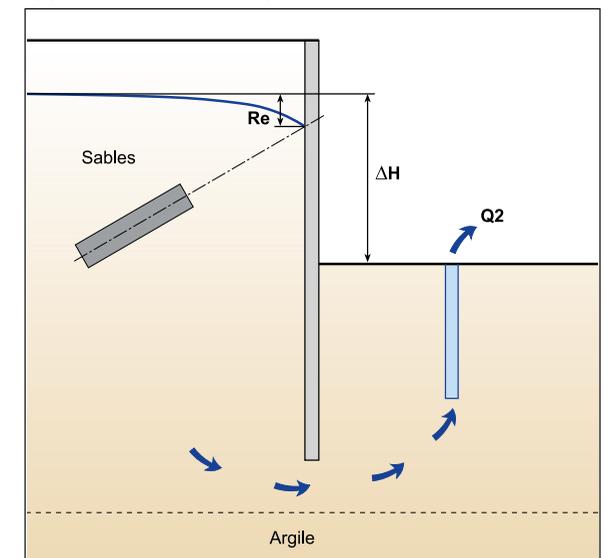


Cette solution est possible :

- si le débit de pompage est acceptable pour l'environnement,
- si le débit est captable facilement (difficulté majeure pour les silts et les sables très fins),
- si le rabattement extérieur Re est admissible.

Solution 2

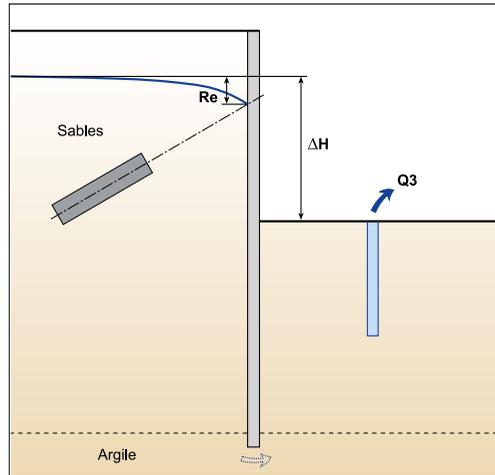
Approfondissement de la paroi



L'approfondissement de la paroi augmente la perte de charge : $Q2 < Q1$

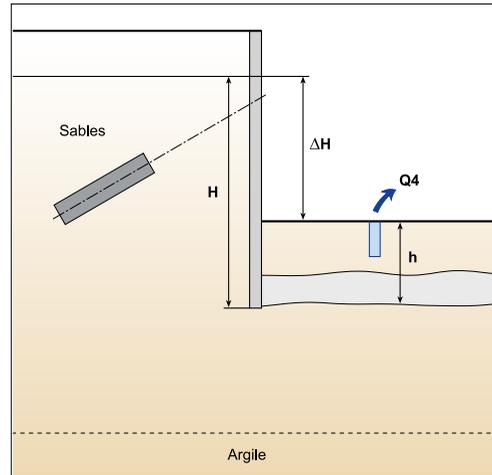
Nota : cet approfondissement de la paroi peut être remplacé par l'exécution d'une jupe injectée prolongeant la paroi.

Solution 3
Ancrage de la paroi dans l'argile



L'argile étant beaucoup moins perméable que le sable, l'ancrage de la paroi dans l'argile permet de diminuer le débit de pompage.

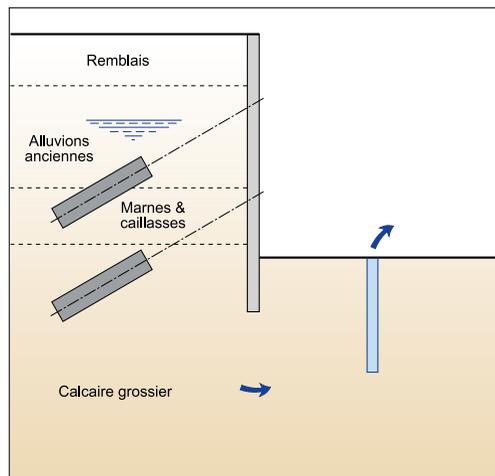
Solution 4
Paroi courte et fond injecté



Cette solution sera mise en œuvre si aucune couche moins perméable n'est présente à une profondeur raisonnable. Dans ce cas, la perte de charge est concentrée dans le fond injecté, de faible perméabilité. La sous-pression qui s'exerce à sa base est équilibrée par le poids des terrains. On recherche un coefficient de sécurité 1.05. On limite en général le gradient au sein du radier injecté à des valeurs de l'ordre de 3 à 5, en fonction de la nature des terrains et des produits d'injection.

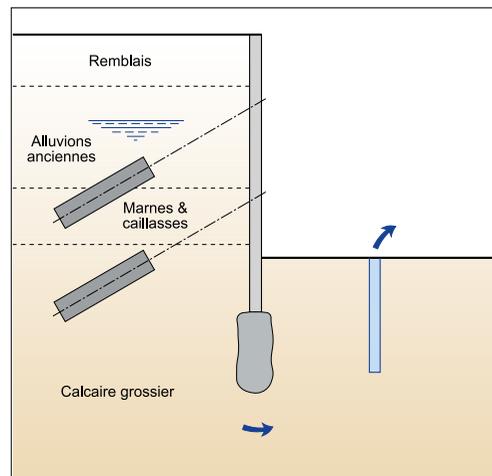
2.4.2. Fouille en terrain rocheux

Solution 1
Pompage seul



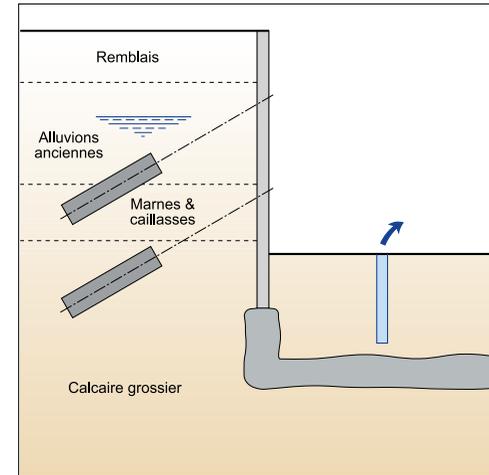
Cette solution peut présenter un risque de débit important, en particulier en cas de décolmatage de fissures d'un massif rocheux très fracturé.

Solution 2
Pompage + jupe injectée



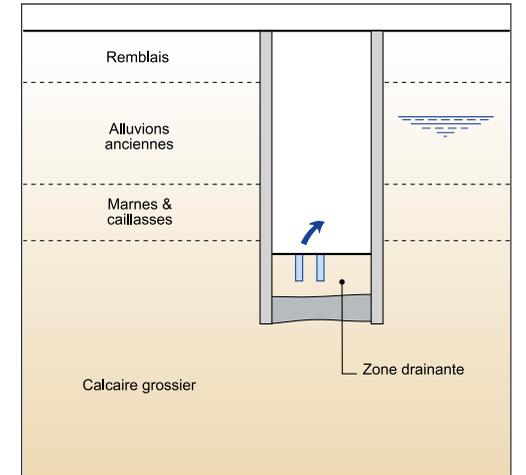
C'est la solution la plus fréquente :
- Le débit latéral est maîtrisé ; en revanche, le débit par le fond reste incertain.
- Les terrains au niveau de la fiche sont protégés, ce qui diminue le risque de délavage de fissures.

Solution 3
Pompage + jupe et fond injectés



Dans cette solution, les débits venant latéralement et par le fond sont maîtrisés.

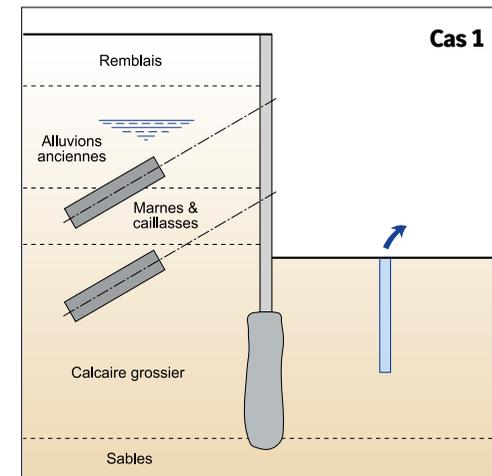
Solution 4
Variante pour les fouilles «étroites» - travail en voûte



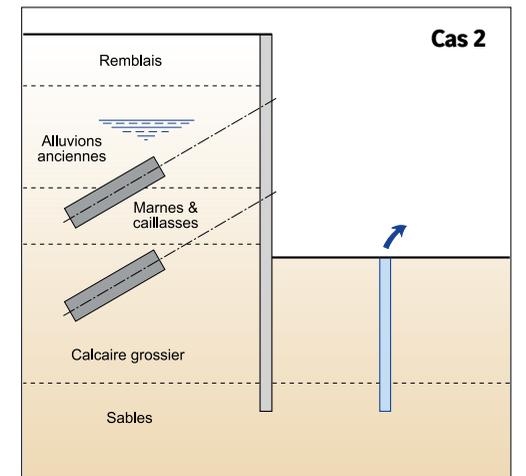
La stabilité du fond injecté est assurée par l'effet voûte. Une attention particulière sera portée aux valeurs des gradients dans l'injection.

2.4.3. Fond de fouille en terrain consistant avec horizon plus perméable en profondeur

Il faut s'assurer de la stabilité de la «dalle» de terrain située entre le fond de fouille et le toit de la couche perméable ; en effet, les sous-pressions vont s'exercer au niveau de cette interface.



Dans ce cas la sous-pression qui s'exerce à la base du terrain consistant est équilibrée par le poids des terrains.

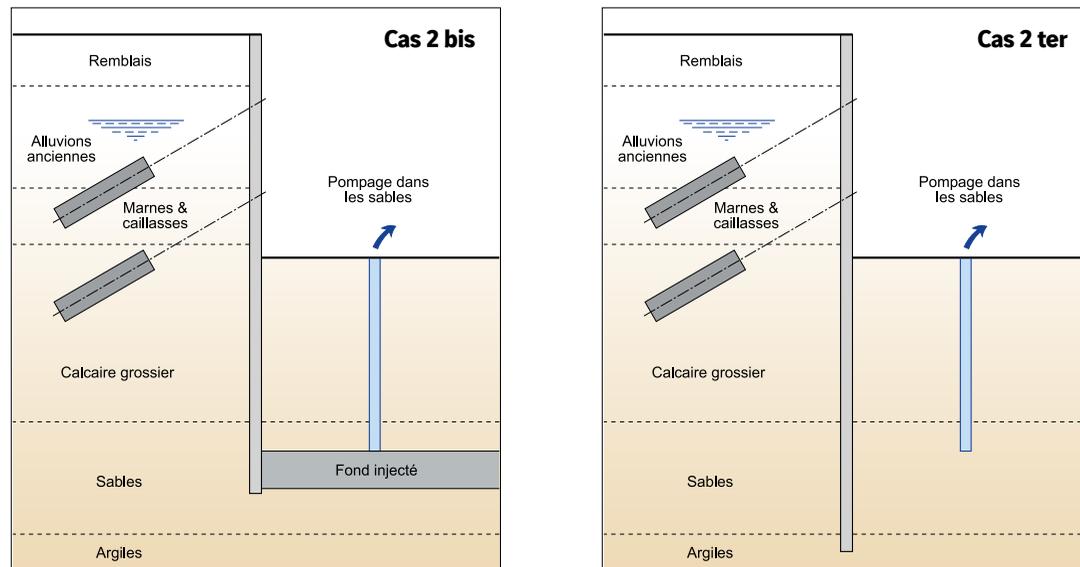


L'épaisseur de la «dalle» est insuffisante : il y a alors instabilité, pouvant entraîner l'érosion des sables sous-jacents, voire la rupture de la «dalle de terrain». Il faut pomper dans les sables, pour faire chuter la pression. Cela entraîne une augmentation du débit de pompage.

Remarque : ce problème d'instabilité d'un horizon naturel peut également se poser, par exemple, en présence d'une couche d'argile peu profonde au sein d'un horizon sableux. Il peut alors être nécessaire de mettre en œuvre des puits de décharge, afin d'assurer sa stabilité.

Pour limiter les débits, on pourra :

- soit mettre en œuvre un fond injecté dans les sables,
- soit descendre la paroi dans un niveau sous-jacent imperméable s'il existe.

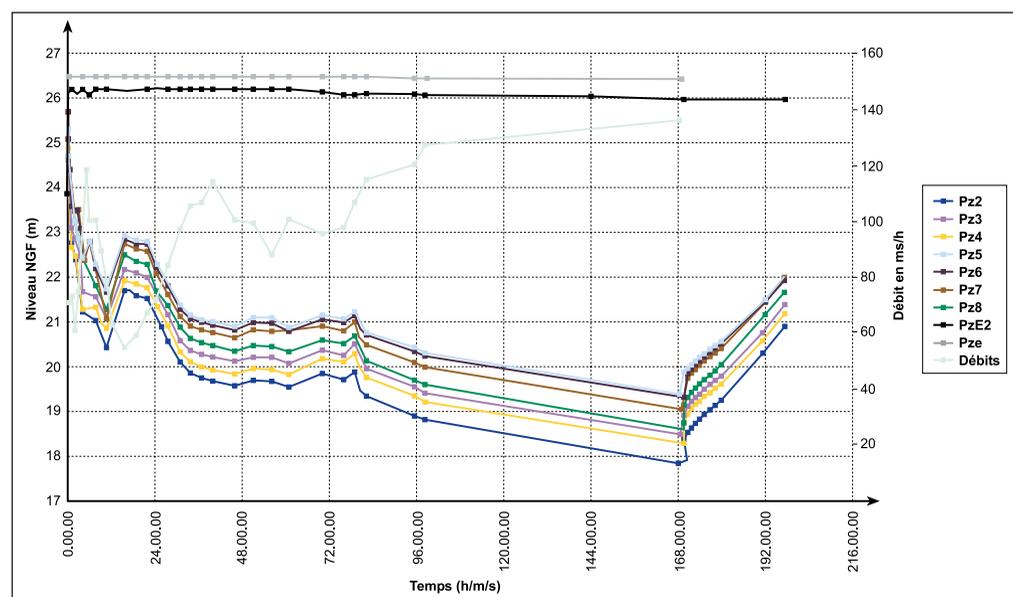


2.5. Réception et suivi

Une fois les travaux exécutés, on procède avant tout terrassement à un essai de pompage.

L'essai de pompage peut s'interpréter :

- en régime stabilisé (rabattement et débit constants). En cas de perméabilité faible ou de fouille étendue, la stabilisation peut ne pas être atteinte lors de l'essai. Le débit spécifique est alors interprété en régime pseudo-stabilisé, qui donne une valeur par excès,
- en régime transitoire, en phase de pompage, puis d'arrêt de pompage.



Exemple de graphique issu d'un essai de pompage à débit constant

L'interprétation de l'essai de pompage permettra :

- de valider la bonne exécution des travaux (vérification, par exemple, de l'ancrage continu de l'écran dans un horizon moins perméable),
- d'extrapoler le débit de pompage qui sera nécessaire pour assécher la fouille et ses conséquences sur l'environnement extérieur,
- de décider de l'opportunité, au vu de ce dernier résultat, d'adapter le projet le cas échéant :
 - exécution d'un fond injecté, d'une jupe injectée,
 - choix entre pompage permanent et radier résistant aux sous-pressions,
 - modification de la méthodologie de terrassement : ainsi, par exemple, si le débit attendu est jugé trop élevé, et qu'aucune technique ne permet de le réduire, on peut, dans

certains cas, procéder au terrassement et au bétonnage d'un radier (armé ou non) sous l'eau. Cela est en général réservé aux fouilles de surface et de profondeur modestes. Il est alors souvent nécessaire d'ancrer le radier avec des micropieux, afin qu'il résiste aux sous-pressions,

- d'avoir accès au débit spécifique. En effet, pour une fouille donnée, le rapport débit/rabattement, ou «débit spécifique» est normalement constant. Sa mesure régulière est donc indispensable, durant tout le pompage, c'est-à-dire, dans le cas d'un pompage permanent, durant toute la durée de vie de l'ouvrage.

Ainsi, par exemple, un entraînement de matériau par érosion régressive se manifestera par une augmentation du débit spécifique.

2.6. Comportement de l'ouvrage en service

Selon le débit d'exhaure final, le choix pourra se porter :

- soit sur un radier drainant avec pompage permanent. Dans ce cas, l'ouvrage devra être entretenu (nettoyage des drains etc.) et son comportement vérifié (débit spécifique, piézométrie) durant toute sa durée de vie.
- soit sur un radier résistant aux sous-pressions. Dans ce dernier cas :

- si le poids de l'ouvrage est inférieur à la souspression, on pourra «l'alourdir» en le lestant à un volume de sol sous-jacent via des pieux, micropieux ou tirants verticaux,

- même si la mise à sec de la fouille durant les travaux a été exécutée à l'abri d'un fond injecté, après l'arrêt du pompage, les sous-pressions s'exerceront à terme sous l'ouvrage, et non sous le fond injecté.

3. Les effets néfastes des écoulements

Tout écoulement se traduit par une force d'écoulement proportionnelle au gradient.

3.1. Stabilité des fonds de fouille

Les écoulements ascendants verticaux sont particulièrement dangereux, car, dans ce cas, la force d'écoulement vient diminuer la contrainte effective, et donc la résistance au cisaillement du sol. Cela est donc très préjudiciable à la tenue des écrans de soutènements, qui sollicitent le sol en butée afin d'assurer leur équilibre.

Les cas limites correspondent :

- en milieu granulaire, à l'annulation de la contrainte effective verticale lorsque la sous pression atteint la contrainte totale verticale : phénomène de boulangue,
- en milieu cohérent, à l'apparition d'un claquage hydraulique du milieu.

Les écoulements sous le fond de fouille doivent donc être maîtrisés.

On met pour cela en œuvre le plus souvent, des dispositifs d'étanchement et de pompage réalisés au moyen d'ouvrages filtrants profonds.

En effet, compte tenu des difficultés d'appréciation des gradients et de la complexité des phénomènes associés, il est d'usage de limiter au maximum ces gradients par la mise en œuvre d'ouvrages filtrants.

Ces ouvrages - puits filtrants, pointes filtrantes, drains, tranchées drainantes - permettent de redresser les lignes de courants et par suite de minimiser les gradients ascendants et les écoulements non contrôlés par le fond de fouille.

L'efficacité du système dépend de la pérennité de ces ouvrages (maîtrise des colmatages des puits en particulier) et des risques d'arrêts intempestifs des pompes (coupure d'alimentation électrique).

Le tableau ci-après décrit différents procédés de rabattement

TYPE D'OUVRAGE	DOMAINE D'APPLICATION	AVANTAGES	INCONVENIENTS
PUISARDS	<ul style="list-style-type: none"> Graviers, sables grossiers Assèchement de fouille 	<ul style="list-style-type: none"> Matériel simple 	<ul style="list-style-type: none"> Erosion régressive par entraînement de fines du terrain Instabilité des talus et des fonds de fouille
PUITS FILTRANTS ET GROUPES IMMERGÉS	<ul style="list-style-type: none"> Sables fins silteux à grossiers, graviers, rocher fissuré Excavations profondes Mise en dépression des nappes captives 	<ul style="list-style-type: none"> Stabilité des talus et du fond de fouille Pas de limitation sur la hauteur rabattue Possibilité de puits crépinés sur une grande hauteur Possibilité de s'écarter de la zone de travail Avec énergie électrique, aucun bruit sensible Gros débits unitaires envisageables 	<ul style="list-style-type: none"> Coût d'installation élevé Peut nécessiter des organes d'exhaure important Surveillance continue jour et nuit Groupes électrogènes jour et nuit Groupes électrogènes de secours Coût d'entretien proportionnel à la durée
PUITS FILTRANTS SOUS VIDE	<ul style="list-style-type: none"> Sables et graviers, sables limoneux, rocher fissuré Pour terrains à perméabilité relativement élevée 	<ul style="list-style-type: none"> Stabilité des talus et du fond de fouille Coût d'entretien inférieur à celui d'une installation de même débit en pointes filtrantes 	<ul style="list-style-type: none"> Installation parfois coûteuse Surveillance continue jour et nuit Nécessité de plusieurs étages pour rabattements importants
POINTES FILTRANTES SOUS VIDE OU NON	<ul style="list-style-type: none"> Sables moyens à fins, sables limoneux Assèchement des fouilles Mise en dépression des nappes captives 	<ul style="list-style-type: none"> Stabilité des talus et du fond de fouille Rapides et faciles à installer en terrains adéquats Economie S'adaptent bien à un chantier évolutif 	<ul style="list-style-type: none"> Difficiles à installer en présence de gros graviers, galets ou blocs Surveillance continue jour et nuit Nécessité de plusieurs étages pour un rabattement supérieur à 5,50 m
PANNEAU-DRAIN	<ul style="list-style-type: none"> Captage continu pour stabiliser les glissements de terrain Domaine de l'environnement pour rétablir la circulation de nappes d'eau souterraines de part et d'autre d'un ouvrage enterré et permettre l'installation de portes filtrantes actives sur des écrans de confinement de site pollué 	<ul style="list-style-type: none"> Possibilité d'isoler hydrauliquement en cours de travaux des tronçons de faible longueur Profondeur importante jusqu'à 20 m environ 	<ul style="list-style-type: none"> Coût important de réalisation
GALERIE DE DRAINAGE	<ul style="list-style-type: none"> Evacuation de débits importants Stabilisation des glissements (avec drains) N'importe quelle couche aquifère surmontant un substratum relativement peu perméable pouvant être excavé en galerie 	<ul style="list-style-type: none"> Pas de limitation de rabattements Contrôle facile des niveaux et débits Possibilité de galeries obliques Augmentation du rayon d'action avec des drains 	<ul style="list-style-type: none"> Coût d'installation initial élevé Risques de débouillage

Nota : Pour les essais de pompage et le suivi de rabattements, on utilise de plus en plus fréquemment un enregistrement automatique des niveaux piézométriques et des débits.

Un système d'alarme et de surveillance automatique est associé au dispositif de pompage pour les projets sensibles.

4.2. Les étanchements

On distingue :

- les voiles ou radiers injectés,
- les coupures positives réalisées avec la mise en place d'un nouveau matériau après extraction du sol,
- ou les coupures à base de SOIL MIXING : TRENCHMIX®, GEOMIX® (voir chapitre dédié).

PROCÉDÉS À BASE DE PAROIS OU ANALOGUES

MÉTHODE	DOMAINE	AVANTAGES	INCONVÉNIENTS
PALPLANCHES	<ul style="list-style-type: none"> Tous types de sols, sauf éboulis, gros graviers, sables fins 	<ul style="list-style-type: none"> Procédé largement connu et répandu Installation rapide Possibilité, soit d'incorporer le rideau à l'ouvrage, soit de le récupérer après usage 	<ul style="list-style-type: none"> Battage difficile dans graviers, sables fins, éboulis Vibrations et bruits à la mise en oeuvre Prix élevé si palplanches non récupérées Étanchéité relative, fenêtres possibles
PAROIS MOULÉES OU PRÉFABRIQUÉES	<ul style="list-style-type: none"> Tous types de sols Bâtiment à sous-sols multiples Parkings souterrains Stations de pompage Ecluses, canaux Blindages de toutes excavations 	<ul style="list-style-type: none"> Peuvent être incluses à l'ouvrage définitif Economiques en ouvrage circulaire (parois moulées) Possibilité d'ancrage dans du rocher Peu de vibrations et de bruit Pas de problèmes de corrosion Peuvent être réalisées dans un espace réduit Peuvent être réalisées à proximité de fondations existantes 	<ul style="list-style-type: none"> Coût élevé si jouent le seul rôle d'étanchéité
PAROIS D'ÉTANCHÉITÉ ÉPAISSES (paroi au coulis, paroi béton plastique)	<ul style="list-style-type: none"> Tous types de sols Sans limite Voile au large de barrage, fouille Confinement en site pollué 	<ul style="list-style-type: none"> Rapidité d'exécution et coût faible Possibilité d'ancrage dans du rocher Profondeurs importantes (50 m et plus) Étanchéité élevée ($\leq 10^{-7}$ m/s) Possibilité d'adaptation aux mouvements du sol 	
PAROIS MINCES	<ul style="list-style-type: none"> Limons, sables, graviers 	<ul style="list-style-type: none"> Rapidité d'exécution et coût faible Étanchéité élevée ($\leq 10^{-7}$ m/s) Possibilité d'adaptation aux mouvements 	<ul style="list-style-type: none"> Profondeur limitée à 25 m Pas d'ancrage dans le rocher
PIEUX JOINTIFS	<ul style="list-style-type: none"> Tous types de sols Bâtiments à sous-sols multiples Parkings souterrains Stations de pompage Ecluses, canaux Blindages de toutes excavations 	<ul style="list-style-type: none"> Faible encombrement possible Peu de vibrations et de bruit Peuvent être réalisées très près de fondations existantes 	<ul style="list-style-type: none"> Difficultés techniques au-delà de 20 m de profondeur Moments résistants inférieurs à ceux d'une paroi Coût élevé

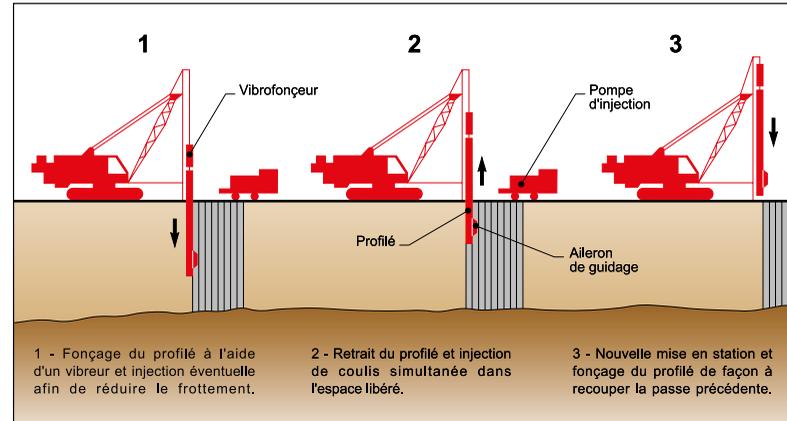
PROCÉDÉS À BASE DE VOILES D'INJECTION

MÉTHODE	DOMAINE	AVANTAGES	INCONVÉNIENTS
INJECTION D'IMPREGNATION	<ul style="list-style-type: none"> Rocher, sols perméables 	<ul style="list-style-type: none"> Petite perforation souplesse, adaptabilité 	<ul style="list-style-type: none"> Limitée aux sols $k \geq 10^{-6}$ Résultat $> 10^{-6} - 10^{-7}$ m/s Pérennité des coulis chimiques
JET GROUTING	<ul style="list-style-type: none"> Sols et roches altérés 	<ul style="list-style-type: none"> Petite perforation Souplesse, adaptabilité 	<ul style="list-style-type: none"> Problème de déviations de forages Rejets très importants

La technique de l'écran mince

La construction d'une paroi mince s'effectue par le vibrofonçage d'un profilé métallique en forme de «H» équipé de tubes d'injection. Lors de la remontée du profilé, on procède à l'injection en pied du vide créé. L'empreinte du profilé en forme de «H» est comblée par le coulis formant un des panneaux de la paroi mince.

La répétition de ce processus forme un écran étanche continu. Dans certains terrains, il est possible de combiner le vibrofonçage avec un jet de coulis haute pression, afin de faciliter la descente du profilé.



Phasage d'exécution d'une paroi mince

FRANCE - Strasbourg
Digue du Rhin

LES INJECTIONS

5. Quelques ouvrages de référence



FRANCE - Le Havre - Port 2000



FRANCE - Concarneau cale sèche



INDE - Barrage de Chasma



INDE - Barrage de Teesta

1. Principe

L'injection dans un sol ou une structure (maçonnerie), au travers de forages, d'un produit pompable se rigidifiant par la suite (coulis), permet d'étancher et/ou de consolider ce sol ou cette structure par remplissage des vides.

Les coulis peuvent remplir les vides du sol, les fissures d'une roche, les vides de dissolution (on parle alors d'injection de fissures, d'imprégnation, de remplissage), et/ou pénétrer avec déplacement du terrain par refoulement ou fracturation (on parle alors d'injection de compactage ou injection solide (voir chapitre dédié), et d'injection par claquages).

L'injection avec déplacement peut être utilisée pour limiter les déformations d'ouvrage pouvant être engendrées par les excavations (galeries et tunnels, grandes fouilles urbaines, etc.) ; on parle alors d'injection de compensation (des tassements) : voir chapitre dédié.

Exemple d'injection d'imprégnation



PARIS - Projet Meteor

Exemple d'injection par claquages

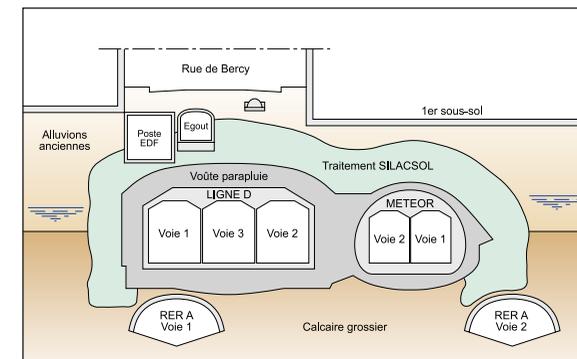


TAIWAN - Tunnel de Tzechiang

2. Domaines d'application

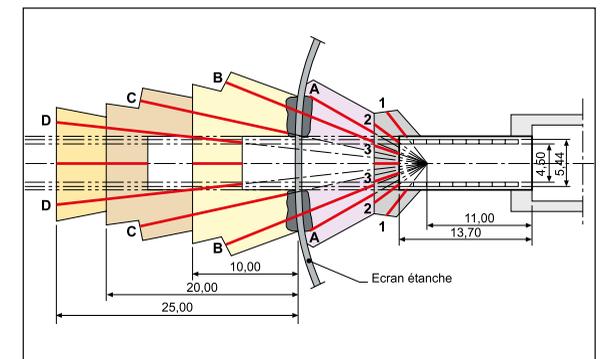
Les excavations souterraines ont été depuis l'origine un domaine privilégié d'application des injections, tant pour l'imperméabilisation que pour la consolidation.

Tunnel : traitement avant excavation



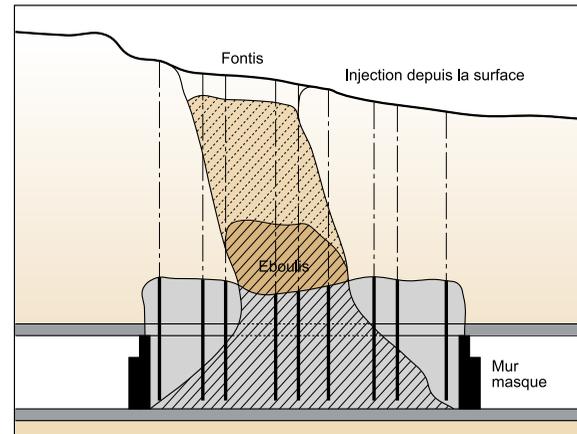
PARIS - Lignes D3M10

Tunnel : traitement dit à l'avancement



FRANCE - Sangatte - Tunnel sous la Manche

Tunnel : travaux de réparation

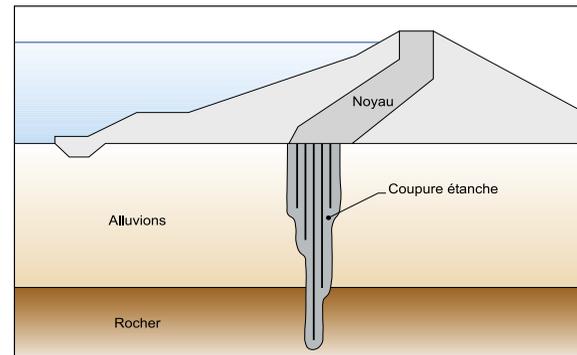


Consolidation d'un fontis

Consolidation / Etanchement pour l'excavation d'un puits >

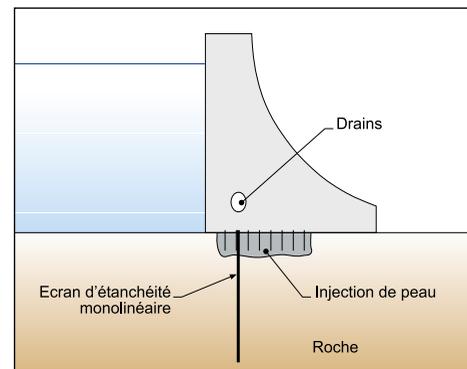
Pour l'étanchéité du terrain de fondation, les barrages font classiquement appel aux injections.

Barrage posé sur les alluvions



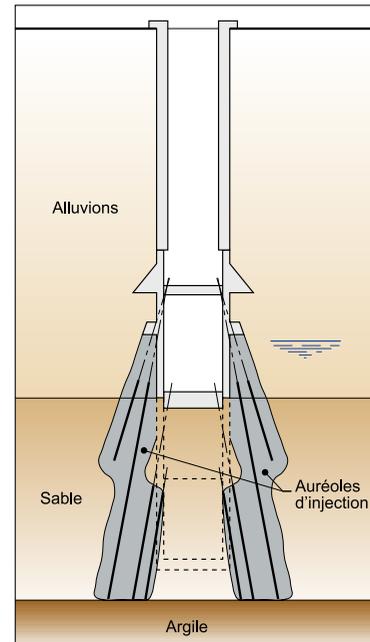
Voile d'étanchéité multiligne dans les alluvions

Barrage sur substratum rocheux

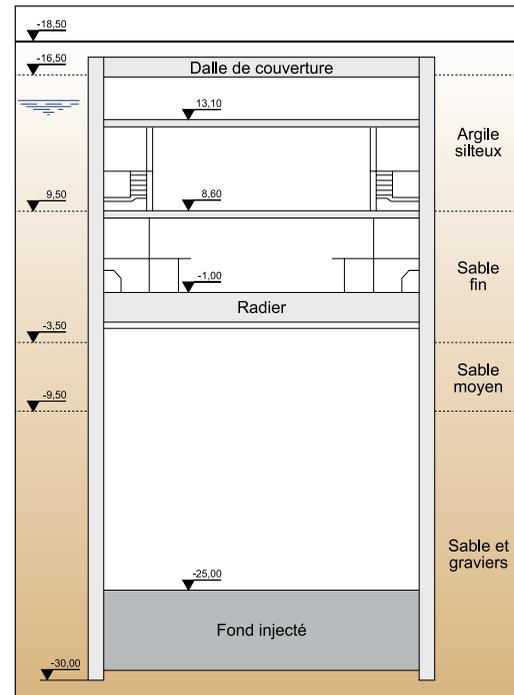


< Voile d'étanchéité monolinéaire au rocher

Puits profonds



Les fouilles profondes ont souvent besoin d'un fond étanche pour limiter les débits de pompage à des niveaux acceptables.

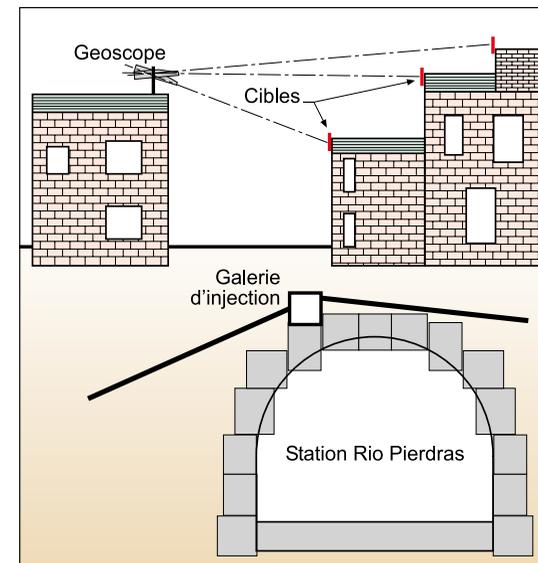


EGYPTE - Métro du Caire
Fonds injectés pour la réalisation des stations

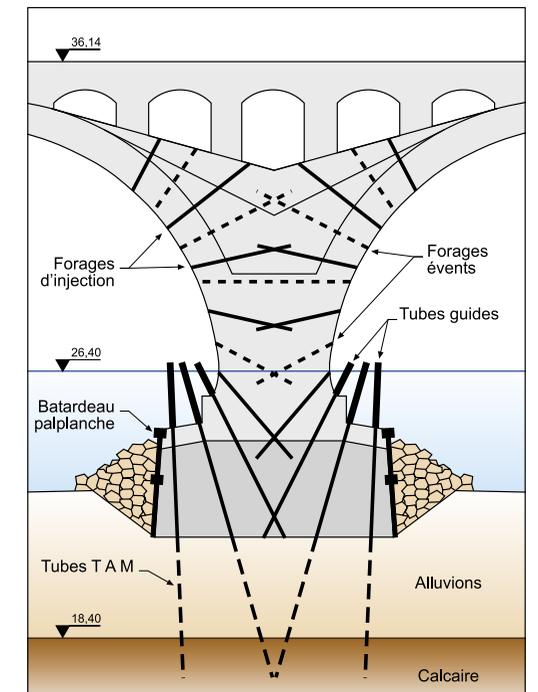


SLOVAQUIE - Gabčíkovo
Fond injecté dans les alluvions du Danube

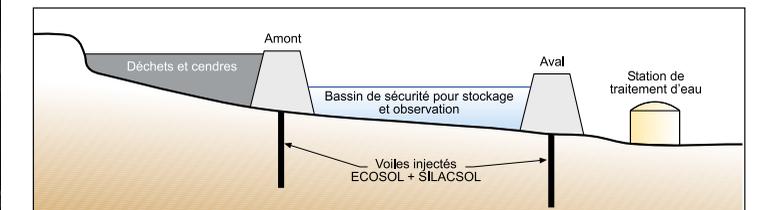
Les injections sont également utilisées dans la protection de structures ou le confortement de leur fondation, dans le remplissage des anciennes carrières, dans le confinement de matériaux et de terrains à risque pour l'environnement.



PORTO RICO - Injection de compensation
Compensation des tassements engendrés par la réalisation de la station Rio Piedras



FRANCE - Paris - Pont de Bercy
Confortement de l'assise des piles du pont et des maçonneries de l'ouvrage



JAPON - Confinement par injection
Confinement d'un réservoir d'eau polluée pour la protection de la nappe phréatique

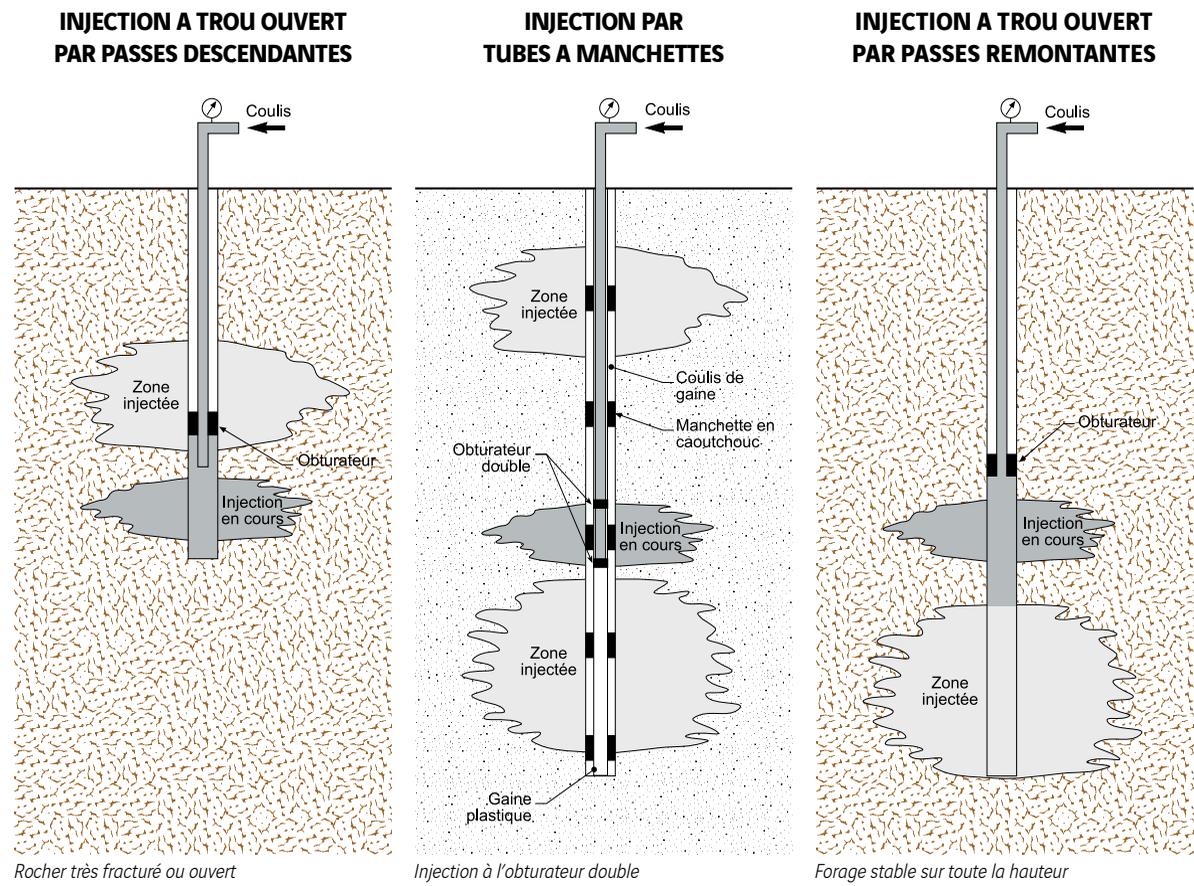
< FRANCE - Maintenance du métro Parisien
Entretien des tunnels et stations en-dehors des heures de fonctionnement

3. Techniques utilisées

Les techniques utilisées vont varier en fonction des objectifs recherchés et de la nature des terrains.

3.1. Le forage

Une première distinction apparaît entre les terrains rocheux où l'injection pourra se faire à «trou ouvert», les parois du forage étant stables, et les terrains meubles où le forage sera équipé d'un «tube à manchette» dans lequel sera descendu l'obturateur d'injection.



Le tube à manchettes est un tube lisse intérieurement, perforé tous les trente à quarante centimètres. Ces perforations sont recouvertes par des anneaux en caoutchouc appelés «manchettes» et jouant le rôle de clapets. Ce tube est scellé au terrain au moyen d'un coulis de bentonite ciment faiblement dosé (le coulis de gaine) pour éviter la remontée du coulis d'injection par l'annulaire.

Maille des forages

L'espacement entre forages dépend de la nature des terrains, des coulis utilisés, et de l'objectif à atteindre. En tout état de cause, plus le terrain est fin, plus la maille des forages est resserrée.

Le tableau ci-dessous donne une fourchette moyenne des mailles habituelles :

OUVRAGE	TERRAIN	MAILLE DES FORAGES
Voiles	Alluvions	2 lignes minimum de forages espacement entre forages : 1 à 3 m
	Rocher	1 à 3 lignes de forages espacement entre forages : 1,5 à 6 m
Traitement en masse	Alluvions	Maille des forages : 1 x 1 à 3 x 3 m
	Rocher	Maille des forages : environ 3 x 3 m
Fonds étanches	Alluvions	Maille des forages : 1,5 x 1,5 à 3 x 3 m
	Rocher	Maille des forages : environ 3 x 3 m

3.2. Les coulis d'injection

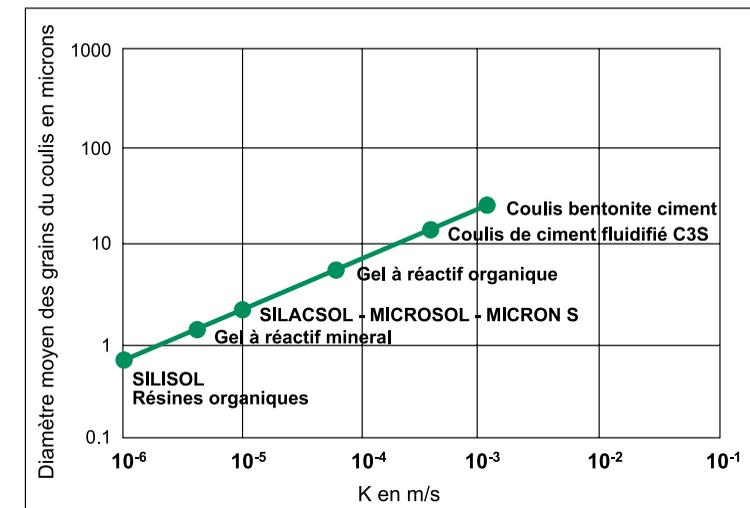
Les coulis d'injection peuvent être :

- des liquides : leur pouvoir de pénétration est lié principalement à leur viscosité, et à l'évolution de cette viscosité avec le temps,
- des suspensions : outre la viscosité, ces coulis ont également de la rigidité ou cohésion, qui limitera leur rayon d'action. La taille des grains de la suspension limite également la dimension des vides ou pores accessibles au coulis. A titre d'information, on admet généralement un rapport minimum de 3 entre la taille du vide et la dimension du grain.

La stabilité des suspensions (décantation, filtration sous pression) est un paramètre d'injection important : un coulis instable agit par remblayage hydraulique des grains, l'eau de la suspension étant expulsée.

- des mortiers : ces coulis présentent une rigidité importante et sont utilisés en remplissage de cavités et de vides, ou en injection avec déplacement : injection solide ou de compensation.

La pénétrabilité des coulis en fonction de la perméabilité du milieu est résumée sur le graphique suivant :



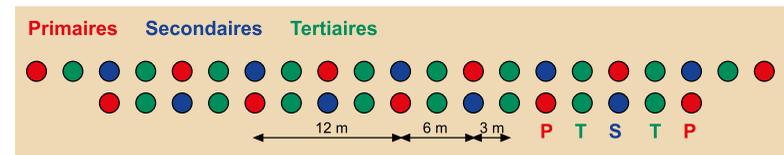
Limites de pénétrabilité des coulis basées sur la perméabilité des terrains

Notre Laboratoire des Matériaux est à même de proposer des formulations de coulis adaptées en fonction de la demande, et a développé un savoir-faire unique, notamment dans l'injection des poudres fines ou la rétention des polluants (coulis ECOSOL® et PETRISOL).

3.3. L'injection de rocher

Pour l'injection de rocher la méthode universellement admise est celle du « serrage progressif » dans laquelle on commence par des forages primaires, espacés par exemple de 6 m ; puis on procède à des forages secondaires intermédiaires (même espacement que les primaires), enfin à des forages tertiaires intermédiaires (espacement moitié) etc., jusqu'à

obtention du critère recherché, généralement formulé en perméabilité Lugeon. L'essai Lugeon est un essai normalisé d'injection d'eau à différents paliers de pression. En terme de conductivité hydraulique, une unité Lugeon est sensiblement équivalente à $1 \text{ à } 2.10^{-7} \text{ m/s}$.

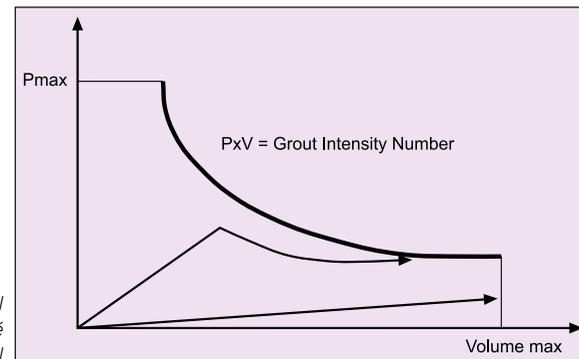


Inclinaison et orientation des forages sont adaptées à la fissuration de la roche

L'espacement final entre forages dépend de la nature du rocher et de l'objectif recherché. Il peut varier de 0,75 à 3 m.

Les hauteurs de passe varient entre 3 et 5 m, et atteignent exceptionnellement 10 m.

La méthode du Grout Intensity Number (GIN) proposée par le professeur Lombardi connaît un grand développement grâce à l'informatisation du procédé (voir chapitre 4). Cette méthode lie les paramètres pression et injection permettant d'obtenir localement des rayons d'action sensiblement identiques, quelle que soit la fissuration.



Méthode GIN
Le débit de la pompe est automatiquement régulé pour suivre au plus près la courbe GIN

3.4. L'injection d'alluvions

L'injection d'alluvions est réalisée au tube à manchettes, comprenant en standard 3 manchettes au mètre. L'injection est généralement conduite en deux phases, une phase d'un coulis bentonite ciment destinée à remplir la granulométrie

grossière, et une phase d'un coulis plus pénétrant (coulis liquide ou suspension ultrafine). Le critère principal est la quantité nécessaire pour remplir de façon optimale la porosité du terrain.

3.5. Volume d'injection

A titre informatif, les fourchettes de volume injecté en fonction de la nature du terrain et/ou du type de traitement sont reportées dans le tableau suivant :

Sables et graviers	25 - 35% volume du sol
Sable fin	35 - 45% volume du sol
Rocher fissuré	5 - 15% volume du sol
Radier dans la craie	8 - 25% volume du sol
Traitement par claquage	10 - 20% volume du sol

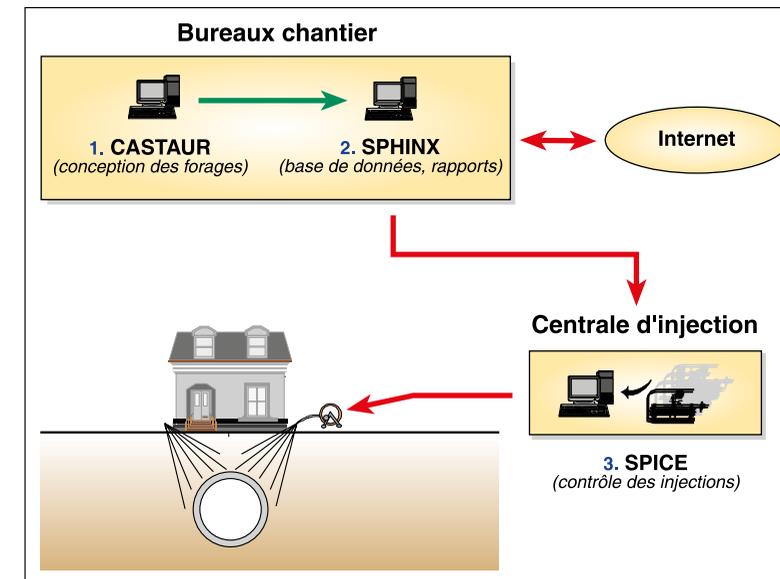
Eventail des volumes d'injection

4. La chaîne informatique d'injection

Le contrôle de la qualité en cours d'exécution est un facteur clé de la réussite des chantiers d'injection. Pour cette raison, Soletanche Bachy a développé depuis les années 80 une chaîne informatique, dénommée SPICE (du nom du système de supervision) ou GROUT I.T.® aux Etats-Unis, qui est rapidement devenue incontournable pour gérer efficacement les milliers de données des chantiers d'injection, à tous les niveaux de la production : l'établissement du projet (implantation des forages, calcul des quantités à injecter) ; le contrôle de la centrale d'injection (surveillance des pompes, acquisition des mesures de débit et pression) ; enfin, le suivi technique de la qualité et de la production.

La chaîne informatique de traitement développée par Soletanche Bachy comprend essentiellement :

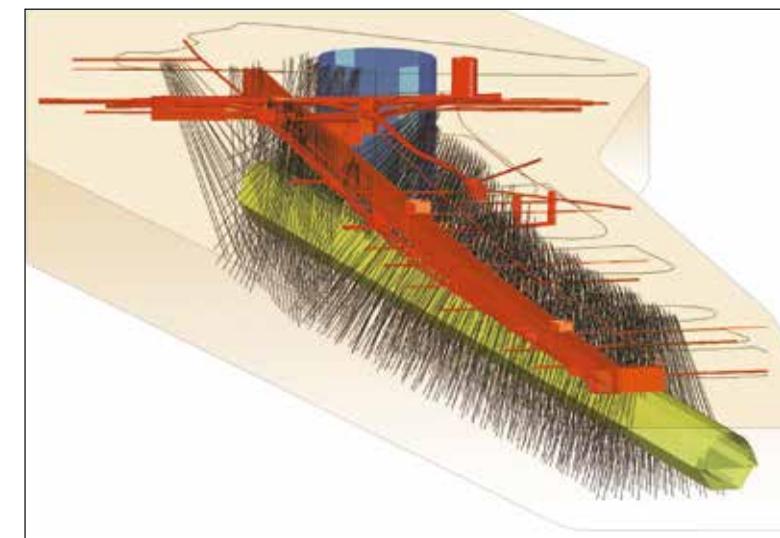
- le programme CASTAUR : pour effectuer la synthèse des éléments de reconnaissance, et établir le plan de tir des forages,
- le système de supervision SPICE placé dans la centrale d'injection et pilotant les pompes en fonction d'instructions pré-établies : pour contrôler le processus d'injection,
- le programme SPHINX, et ses outils de visualisation graphique : pour la gestion des données de l'injection.



Chaîne informatique des injections

L'apport de ces outils informatiques est considérable, car ils apportent tout à la fois :

- **Sécurité**, grâce à une rigueur et à une précision accrue dans la prise des données et le contrôle des opérations sur le terrain ;
- **Qualité** : grâce à la puissance des outils de synthèse et d'analyse : rapports, vues graphiques ;
- **Performance** : des rendements de production accrus, et un contrôle efficace et compatible avec le rythme de plus en plus rapide des chantiers.



< CASTAUR
Modélisation en 3D des forages d'injection sur un site particulièrement complexe : en vert le massif injecté autour du tunnel en construction. En rouge, les réseaux existants. En bleu, les puits d'accès. En noir, les forages.

CASTAUR - Conception du plan de tir des forages

Le programme CASTAUR a été développé pour automatiser la conception en 3D du plan de tir, en présence de contraintes multiples : la géométrie de la machine de forage, la disposition de l'emprise de chantier, les obstacles enterrés (fondations, réseaux, etc), le volume d'injection, la géologie, etc...

CASTAUR permet de définir et d'optimiser la disposition géométrique des auréoles, des forages, et des manchettes dans les situations les plus complexes. En outre, il permet de réagir très rapidement aux nombreuses modifications en cours de projet.



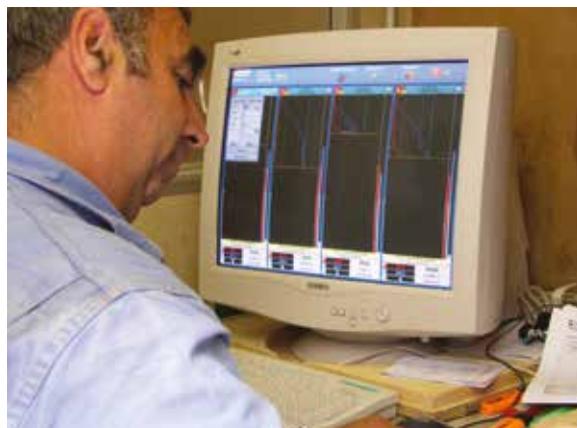
Centrale d'injection informatisée

SPICE - Automatisation du contrôle de la centrale d'injection

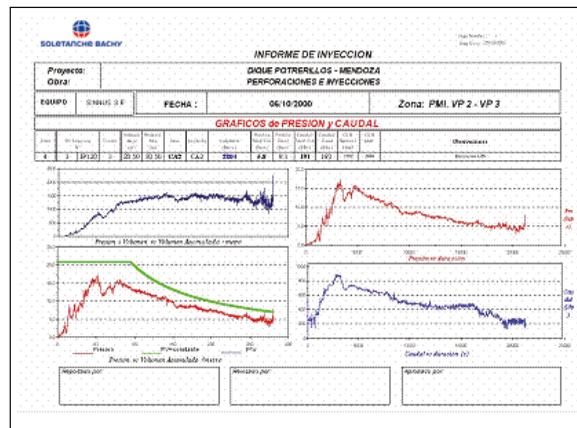
Le système SPICE comprend :

- sur chaque pompe d'injection, des capteurs de pression et débit reliés à un boîtier électronique de contrôle permettant d'effectuer l'acquisition rapide des signaux et une régulation précise du débit d'injection ;
- le programme SPICE, sur un ordinateur PC industriel, qui supervise le déroulement des injections suivant une séquence précise, le démarrage et l'arrêt de chaque passe d'injection suivant une série de critères prédéfinis par le projet d'injection : volume , pression, critère GIN ou Lugeon, refus pression, etc ...

SPICE présente des avantages très importants pour la conduite du chantier : surveillance continue des pompes, maîtrise des débits d'injection, respect strict des critères d'arrêt, fiabilité des données mémorisées. Enfin, un homme seul peut surveiller une centrale de 12 points d'injection; les pertes de temps pour passer d'une tranche d'injection à l'autre sont réduites.



SPICE
Vue du poste de pilotage informatique de la centrale d'injection



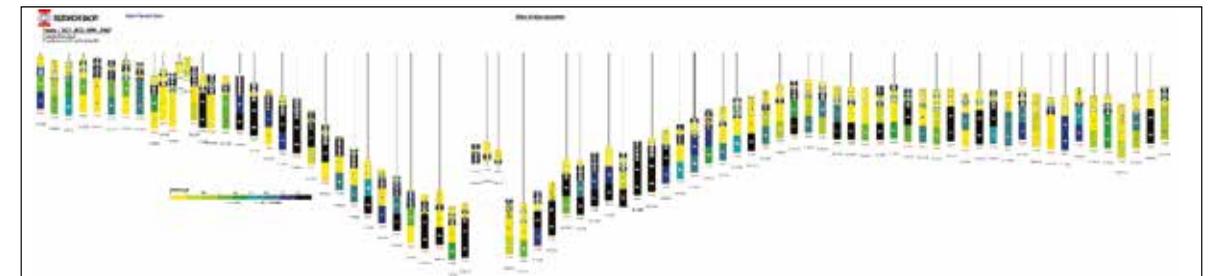
Contrôle des injections en mode GIN

SPHINX - Gestion des données d'injection

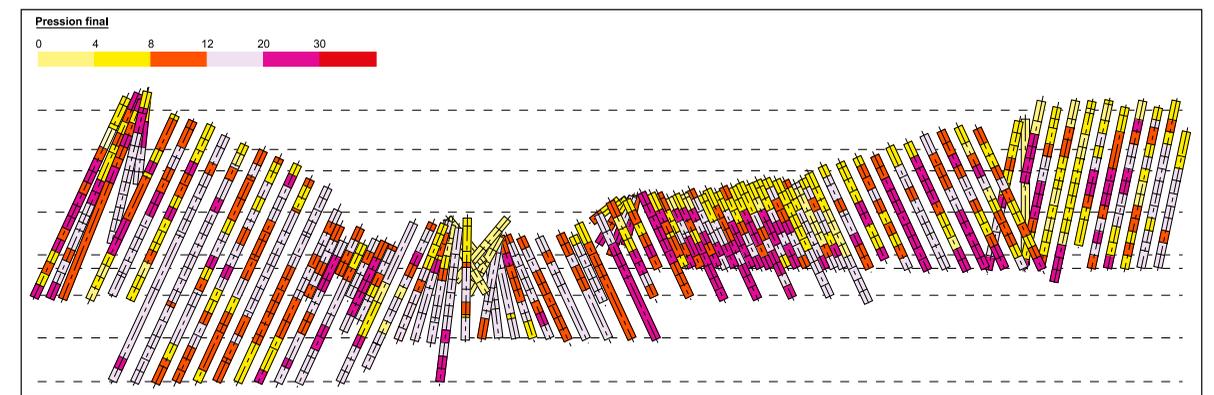
Dans un premier temps, SPHINX permet de créer les instructions d'injection en fonction de la géométrie des forages (définie au moyen de CASTAUR) et du phasage des opérations. Dans un deuxième temps, SPHINX intègre et permet de valider les données de chaque poste de travail enregistrées par SPICE dans les centrales d'injection.

SPHINX enregistre toutes ces informations dans une base de données, de façon à les analyser suivant de multiples points de vue :

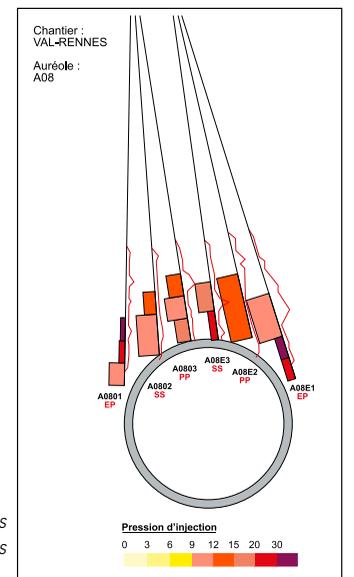
- rapports de production ou rapports contractuels,
- analyses multi-critères par auréole, par zone, par forage, sous forme de représentations graphiques permettant d'appréhender directement et de façon globale les zones non injectées, les zones à réinjecter et l'état d'avancement général des travaux.



SPHINX
Editions graphiques du résultat des injections (barrage de St Ferréol)



Symvoulos - Upstream line



Val-Rennes
Injection rue d'Orléans

JET GROUTING

1. Principe

Le procédé JET GROUTING consiste à détruire un sol en profondeur à l'aide d'un jet haute pression (classiquement de 20 à 40 MPa) dans un forage et à mélanger le sol érodé avec un coulis autodurcissant pour former des colonnes, panneaux et autres structures dans le terrain. Il est caractérisé par une substitution plus ou moins importante du sol en place, dépendant de la nature du sol, de la technique utilisée, et de l'objectif à atteindre.

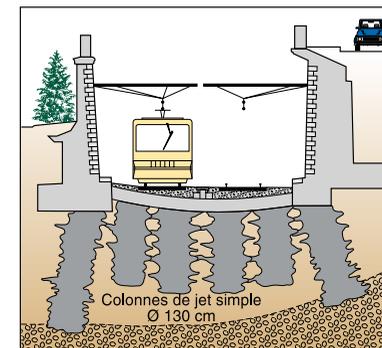
Dans les terrains granulaires, le jet haute pression disperse les grains par érosion ; dans un sol cohérent, le jet découpe des morceaux plus ou moins gros d'argile. La haute pression est indispensable pour obtenir l'énergie cinétique nécessaire du jet au-travers d'une buse de petit diamètre.

Lors de la réalisation du JET GROUTING, les excédents de matériaux (mélange sol, eau et ciment) sont récupérés en surface pour évacuation en décharge.

2. Domaines d'application

Le procédé s'applique à tous les terrains meubles ou au rocher tendre, principalement en consolidation et sous certaines conditions en étanchéité : reprise en sous-œuvre de bâtiments, coupure étanche de barrage, soutènement de fouille, voûte parapluie pour tunnel avec consolidation éventuelle en pénétration, voile de consolidation pour des quais ...

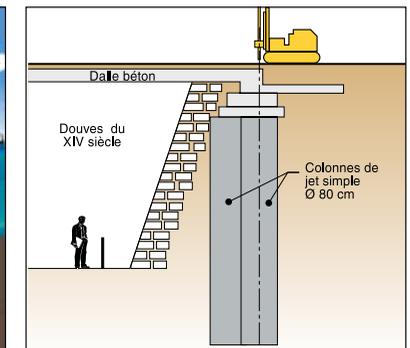
En cas d'utilisation de la fonction étanchéité, et selon les critères à obtenir, le JET GROUTING peut être associé à un traitement additionnel par injection.



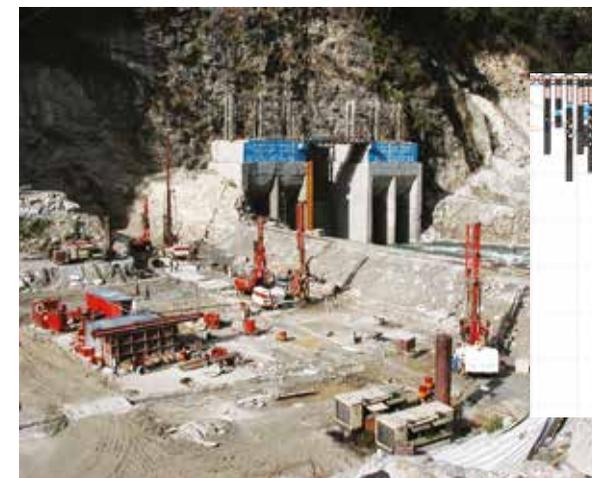
FRANCE - Paris - RER C



FRANCE - Concarneau - Mur de quai



FRANCE - Paris - Musée du Louvre

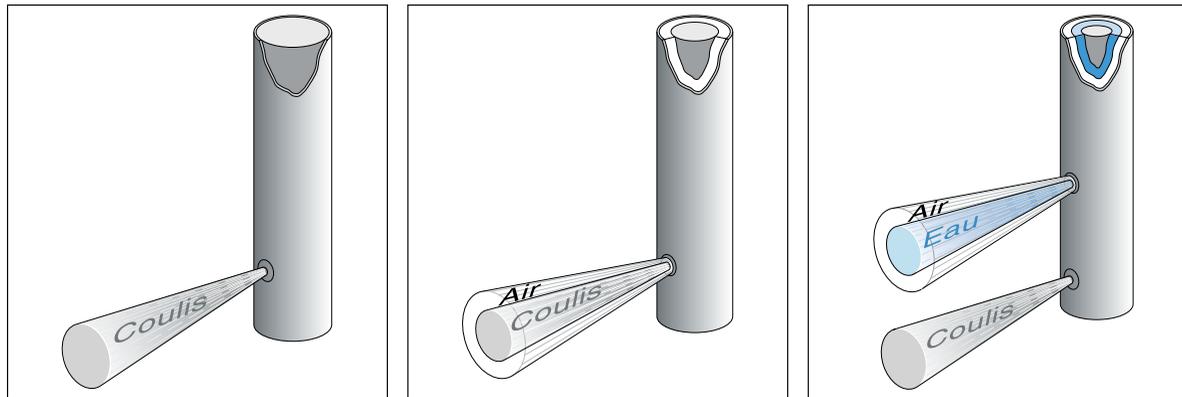


INDE - Coupure étanche du barrage amont du barrage de Teesta

3. Techniques utilisées

Comme déjà indiqué le procédé consiste à exécuter un forage, puis à jeter radialement à vitesse de remontée et de rotation prédéfinies, afin d'obtenir la structure sol-ciment désirée.

Trois systèmes principaux suivant les types de jet sont utilisés :



JET SIMPLE

La déstructuration du terrain et la cimentation sont obtenues par un jet de coulis envoyé à haute pression au travers de buses montées au pied d'un train de tiges.

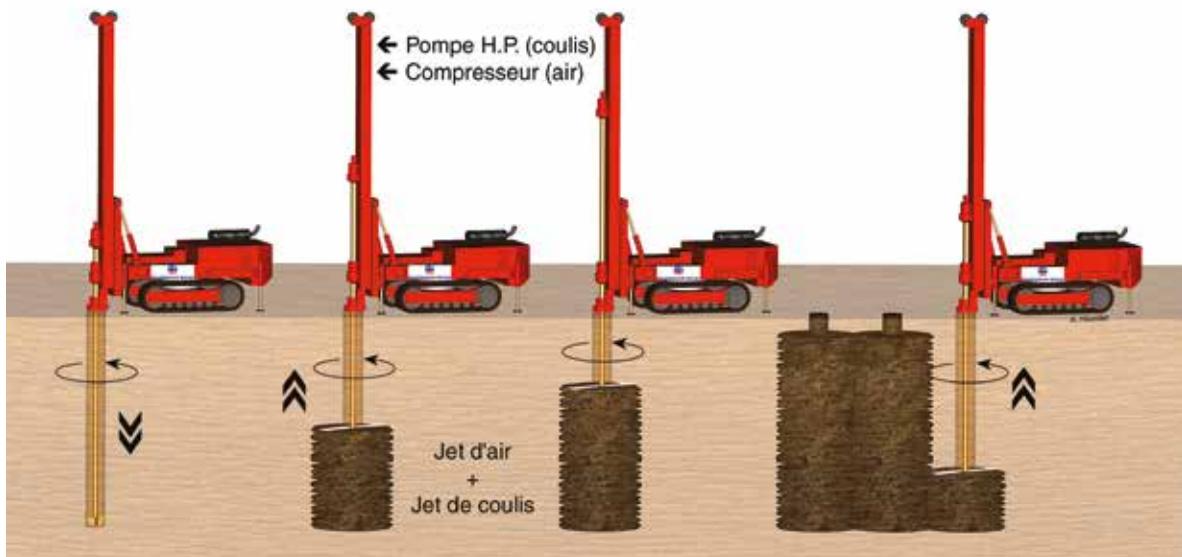
JET DOUBLE

La déstructuration du terrain et la cimentation sont obtenues par un jet de coulis haute pression entouré par un jet d'air concentrique qui améliore le rayon d'action.

JET TRIPLE

La déstructuration du terrain est obtenue par un jet d'eau entouré par un jet d'air concentrique et la cimentation est obtenue par un jet de coulis séparé.

L'élément de sol-ciment le plus utilisé est la colonne :

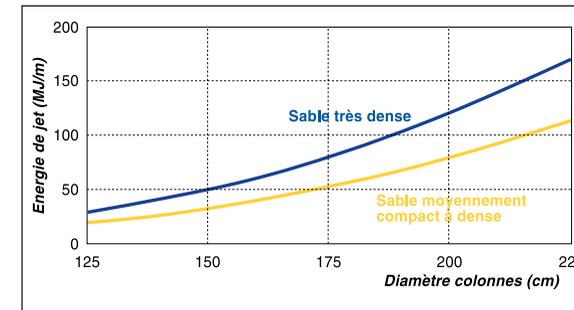


Le choix de la méthode dépend de la nature du sol, du diamètre recherché, de la résistance à atteindre, et demande l'intervention du spécialiste. Pour un sol donné, le résultat dépend de l'énergie utilisée E par mètre :

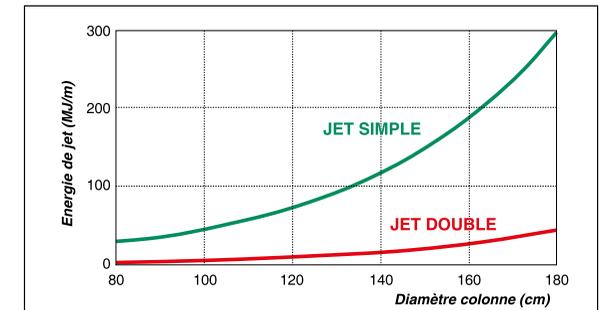
$$E = P \times Q / V$$

(P : pression du jet, Q : débit du jet, V : vitesse de remontée)

Exemples de relation Energie/Diamètre :



Dans un sable de différentes densités en jet double



Dans une argile molle tourbeuse en jet simple et en jet double

Pour une énergie donnée, le choix des paramètres d'exécution (pression et débit des différents fluides, vitesse de remontée et de rotation, diamètre et nombre de buses), sera adapté en fonction des projets et de la capacité de la pompe haute pression, sur la base de l'expérience accumulée, et en général de la réalisation de colonnes d'essai au démarrage.

4. Contrôle

Le monitoring de l'exécution est assuré par le système SYMPA, qui réalise à la fois l'enregistrement des paramètres de perforation, l'automatisme et l'enregistrement des paramètres de JET GROUTING.



DANEMARK - Comet Foreuse équipée SYMPA

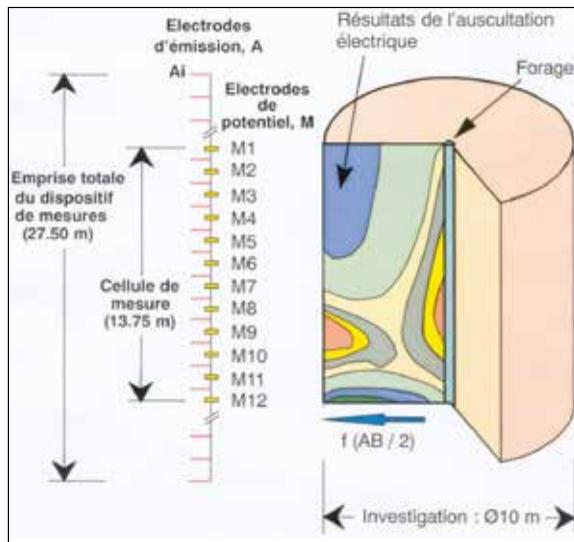
FORAGE		JET		COULIS	
Machine : SM 401		Pompe : 7T450		Fluide de forage : Ciment / Eau	Fluide jet : Ciment / Eau
Profondeur début : 0.010		Profondeur début : 9.20			
Profondeur fin : 9.20		Profondeur fin : 0.80			
Heure début : 21:47		Heure début : 22:35			
Heure fin : 22:19		Heure fin : 23:32			

FORAGE						JET					
AVANCE	COUPLE	POUSSEE	P. COULIS	D. COULIS	P. COULIS	D. COULIS	V. REMONTEE	V. ROTATION	ENERGIE		
m/h	bar	bar	bar	lit/min	bar	lit/min	cm/min	rpm	mjm		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1
2
3
4
5
6
7
8
9

FRANCE - Paris - RER C Enregistrement des paramètres perforation et jet grouting

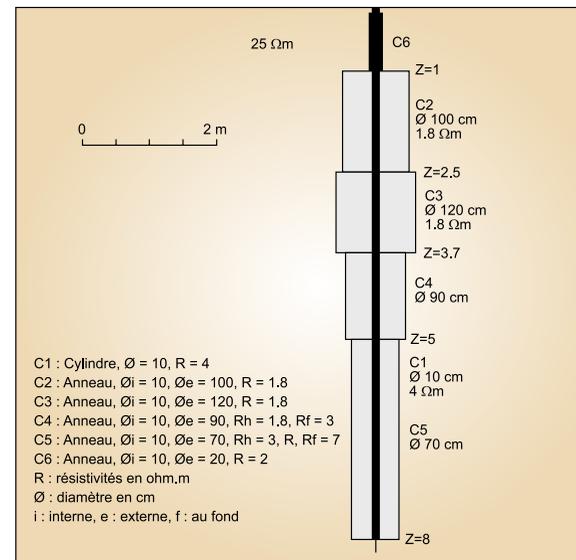
La mesure du diamètre d'une colonne peut être réalisée par la méthode du cylindre électrique CYLJET (développée par Sixense Geophysics). La sonde de mesure est descendue dans

un tube installé dans la colonne, soit dans le coulis frais, soit par re-perforation.



- 1 - Des électrodes sont introduites dans un tube crépine
- 2 - Un courant électrique est envoyé dans le terrain
- 3 - Des différences de potentiel sont mesurées

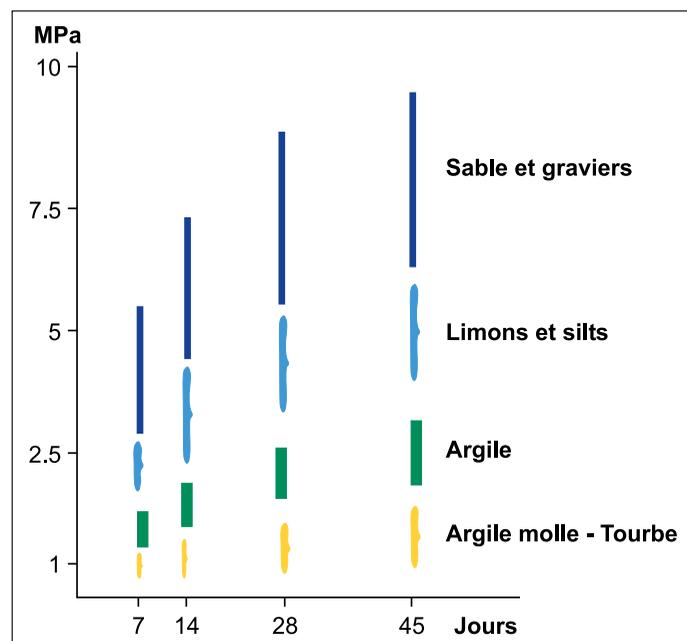
Méthode du cylindre électrique de Sixense Geophysics



SUISSE - Genève
Jelmoli : résultat de mesure

COMPACTAGE PAR INJECTION SOLIDE

Les caractéristiques du matériau de l'élément obtenu peuvent être vérifiées par carottage (les résultats présentent généralement une grande dispersion) ou évaluées par corrélation avec les caractéristiques des déblais appelés spoils et récupérés en surface lors de l'exécution des colonnes.



Courbes types de résistance en fonction des terrains

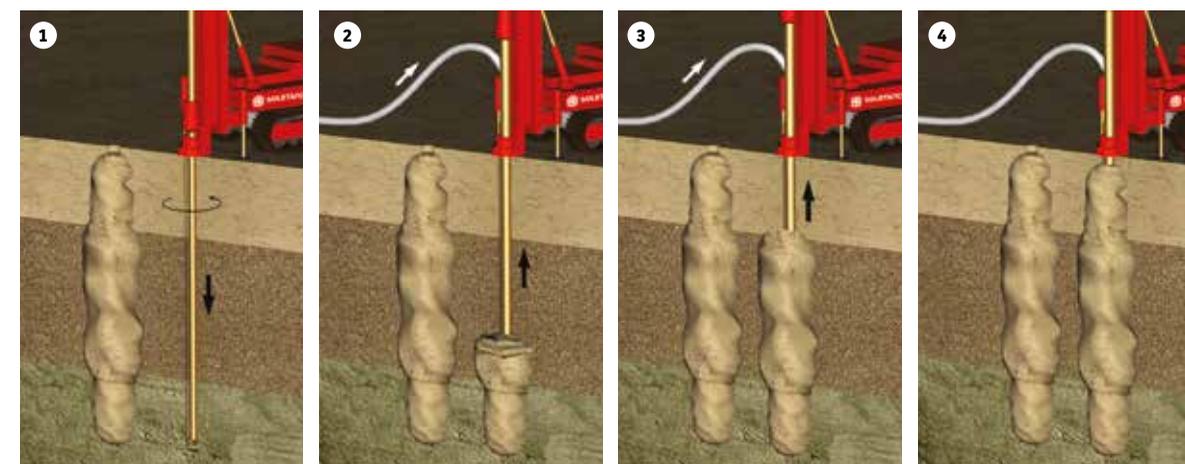
1. Principe

L'injection solide est un procédé qui permet de densifier un sol en place à différentes profondeurs par injection, à partir de forages tubés, d'un mortier sous forte pression. Cette incorporation est généralement réalisée par passes de 1 m en remontant.

A partir de chaque point d'injection, le volume de mortier croît ainsi de façon plus ou moins régulière, en comprimant le terrain à sa périphérie au fur et à mesure de l'injection.

Le résultat est une augmentation sensible de la densité relative du terrain en place qui dépend de la nature du sol traité et du maillage utilisé.

Ce traitement se fait généralement avec des débits instantanés d'incorporation de 4 à 6 m³/h, parfois réduits à 2 m³/h pour des environnements très sensibles. Les pressions usuelles d'incorporation sont de 1 à 4 MPa.



Mise en œuvre

2. Domaine d'application

Ce procédé permet de traiter des sols très variables, peu compacts (PI inférieur à 0.7 MPa) et relativement drainants. Ce traitement est applicable à partir de deux ou trois mètres, et jusqu'à plusieurs dizaines de mètres de profondeur.

Il est possible de travailler depuis la surface ou sous hauteur réduite. On peut également traverser des zones dures pour traiter des horizons faibles en profondeur.

La mise en œuvre du compactage par injection solide n'est limitée que par la possibilité de réaliser des forages d'environ 120 mm de diamètre.

3. Matériau d'injection

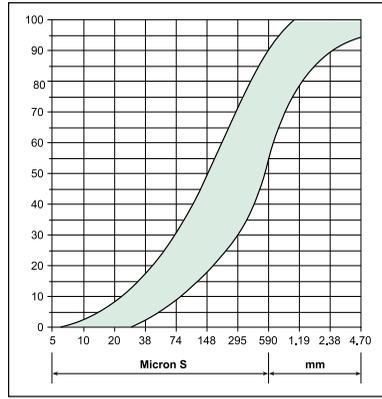
Le mortier d'injection doit :

- être pompable,
- ne pas claquer le terrain,
- ne pas bloquer prématurément l'expansion.

Pour cela, il doit avoir un slump et une composition granulométrique adaptés. Le constituant principal est un matériau sableux avec souvent addition de fines (ciment, fillers etc...). En général, on retient un slump < 10 cm.



Contrôle du slump



Exemple de courbe granulométrique utilisable



Vue d'une incorporation de mortier dans du sable fin

4. Paramètres de traitement

Le maillage utilisé, la pression et le taux d'incorporation sont les paramètres essentiels liés à la technique de compactage par injection solide.

Le maillage

Il s'exprime en m² et représente la surface horizontale traitée par forage.

On peut réaliser des traitements selon un maillage carré ou triangulaire (généralement en forages primaires et secondaires, voire tertiaires) La maille est déterminée par le type de traitement que l'on veut réaliser (localisé ou en masse) et par le rayon d'influence (Ri).

Ri = distance, par rapport à l'axe du forage, d'un élément de sol dans lequel il y a, après traitement, une modification de l'indice des vides.

Le tableau ci-après donne une idée des rayons d'influence «Ri» envisageables.

Désignation du sol	Rayon d'influence «Ri»
Argiles	0,2 à 0,3 m
Limons	0,5 à 1,0 m
Sables ou graviers	1,5 à 3,0 m

Le taux d'incorporation « τ »

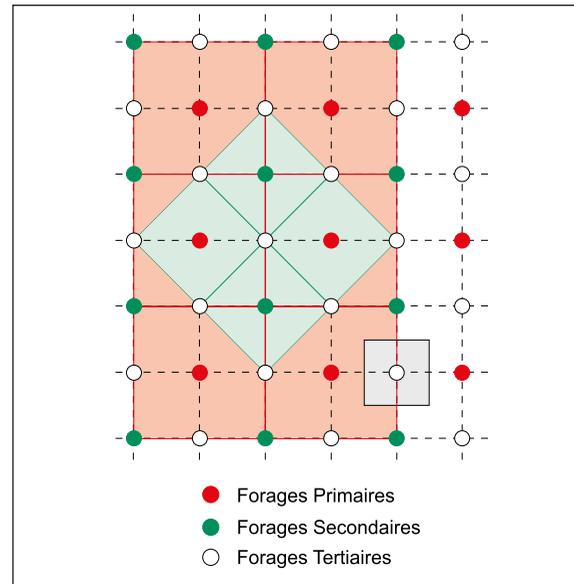
Il représente le pourcentage de mortier incorporé par rapport au volume de sol traité.

$$\tau = \frac{V_i}{V_t}$$

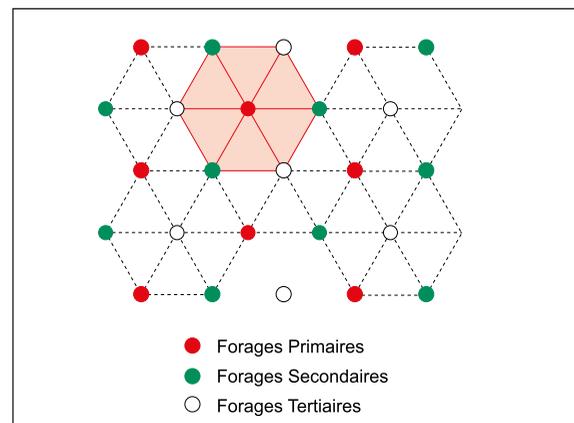
« τ » peut également être exprimé en fonction de l'indice des vides du sol avant (e_0) et après incorporation (e_i).

$$\tau = \frac{\Delta e}{(1 + e_0)(1 + e_i)}$$

Les valeurs e_0 et e_i peuvent être déterminées à partir des densités relatives des sols D_{r0} (initiale) et D_{rf} (finale) qu'il est possible d'estimer avec des essais in situ de type SPT ou CPT.



Maille carrée



Maille triangulaire

La pression d'incorporation

Elle est fonction des conditions du site : bâtiment, ouvrage d'art, site sans construction, profondeur du traitement, etc... En règle générale, on établit des paliers de pression, avec comme valeur de pression 1 bar par mètre de profondeur à la profondeur maximale de chaque palier.

Dans une grande partie des traitements, on utilise des mailles de 4 à 9 m² avec des taux d'incorporation de 2 à 6%. Dans le cas particulier de fontis, les taux d'incorporation sont très variables ; certains chantiers ont permis d'atteindre des taux de 14%.

5. Contrôles

Contrôles pendant l'exécution

- du mortier avec le contrôle du slump,
- des paramètres de forage par enregistrement de ces paramètres,
- des paramètres d'incorporation par enregistrement de la pression et du débit d'incorporation, ainsi que du volume total incorporé.

Contrôles après exécution

Il s'agit de contrôler le résultat obtenu, ce qui peut être fait à l'aide de mesures pressiométriques ou pénétrométriques.

Ces mesures doivent être faites le plus tard possible dans les zones traitées, en particulier si les sols sont peu drainants. Il faut également avoir fait le même type de mesures avant toute réalisation des travaux.

6. Moyens d'exécution

- pompe à mortier de type KOS (Putzmeister) ou similaire,
- foreuses de toutes catégories, y compris grue avec glissière suspendue,
- trémie de stockage du mortier, plus éventuellement convoyeur à bande pour chargement,
- enregistreurs de paramètres.



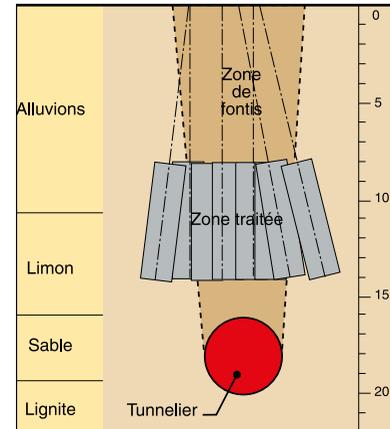
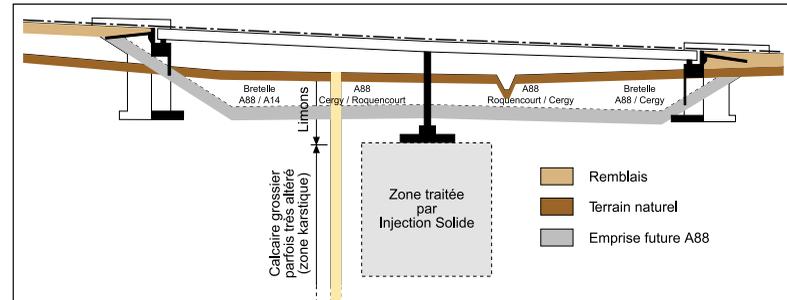
FRANCE - Béziers - Autoroute A9



7. Exemples de réalisation

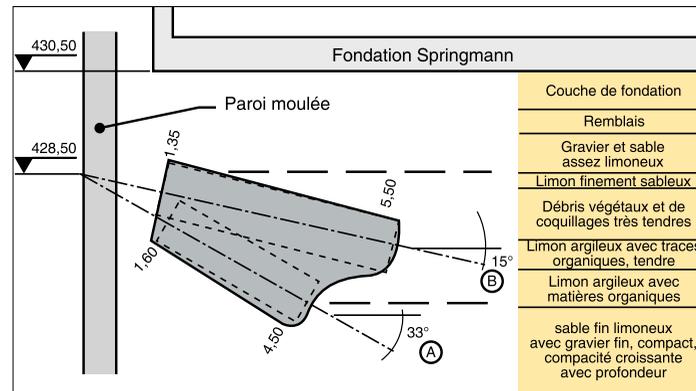
Consolidation d'un sol sous une pile de pont Orgeval A14 (ouvrage neuf)

Traitement de calcaire grossier parfois très altéré avec remblaiement limoneux ou sableux.



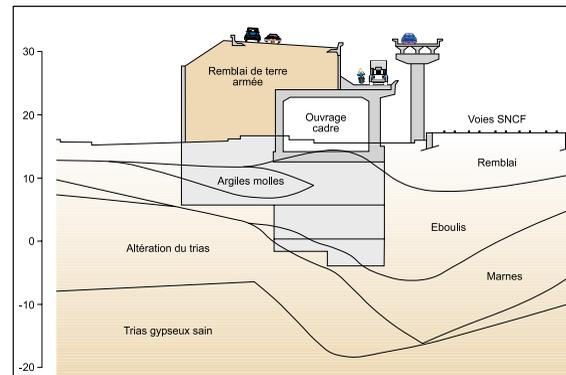
Traitement d'un fontis au droit d'un tunnelier avant reprise des travaux de percement

Traitement de limons très décomprimés suite à la création d'un fontis.



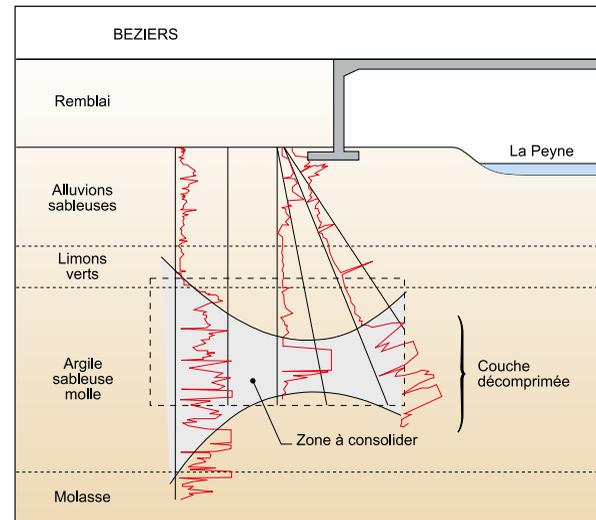
Consolidation d'un sol sous un bâtiment Neufchâtel

Traitement de limons décomprimés avant ouverture d'une tranchée sous un bâtiment



St Lambert - Nice - Echangeur routier

Traitement d'une zone de remblai et éboulis de pentes sous un échangeur routier.



Pezenas - Traitement d'un remblai

Traitement d'une zone d'argile sableuse molle.

AMELIORATION ET RENFORCEMENT DES SOLS

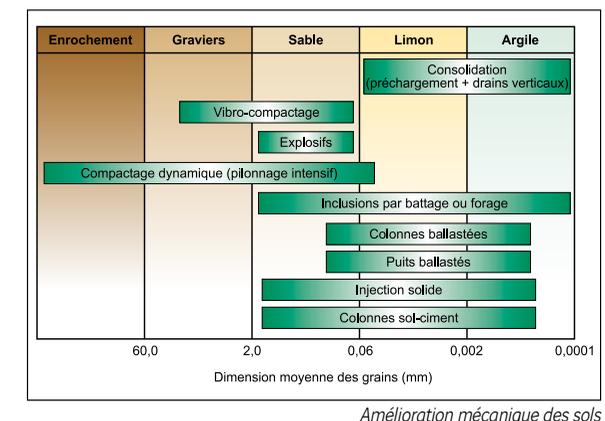
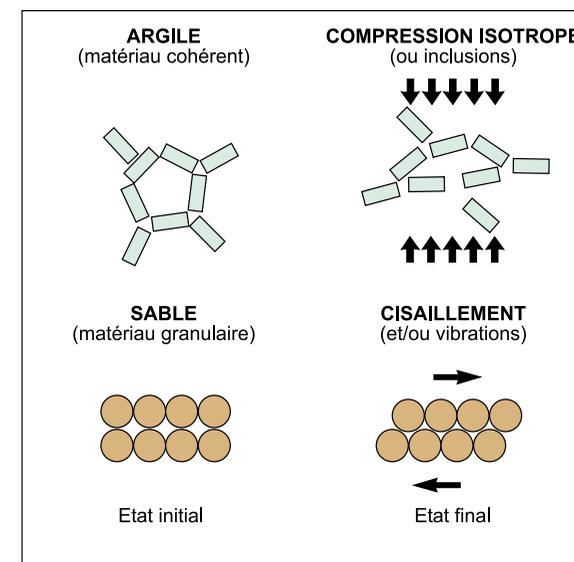
1. Principe - Domaines d'application

Les techniques d'amélioration des sols consistent à modifier les caractéristiques d'un sol par une action physique (vibrations par exemple), par l'inclusion dans le sol ou par le mélange au sol d'un matériau plus résistant, dans le but :

- d'augmenter la capacité portante et/ou la résistance au cisaillement,

- de diminuer les tassements, tant absolus que différentiels, et le cas échéant les accélérer;
- de diminuer ou d'éliminer le risque de liquéfaction en cas de tremblement de terre ou de vibrations importantes.

Les champs d'application des différentes techniques dépendent essentiellement de la nature et de la granulométrie des terrains que l'on désire améliorer.



2. Compactage dynamique

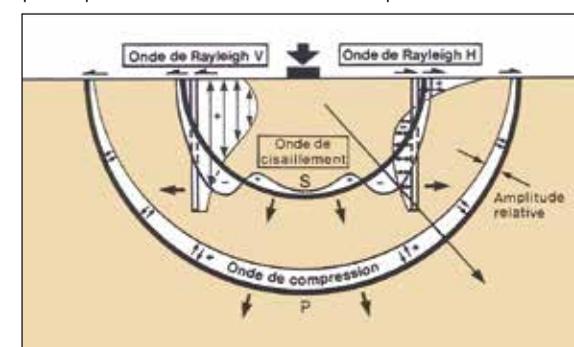
La méthode consiste à laisser tomber des pilons de plusieurs dizaines de tonnes, en chute libre sur plusieurs dizaines de mètres de hauteur.

Le choc crée divers trains d'ondes :

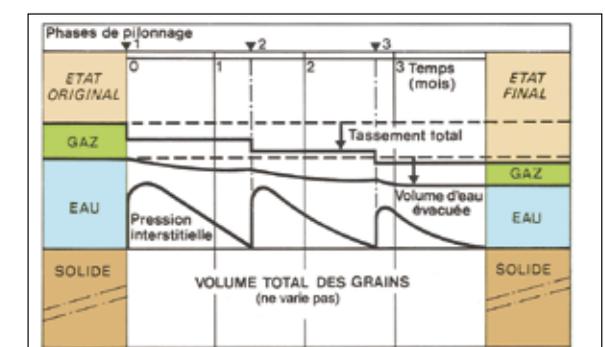
- un train d'ondes de compression **P** assez rapide (3000 m/s), se déplaçant dans la phase liquide du sol et provoquant un accroissement de la pression interstitielle,

- ainsi qu'une dislocation de la structure granulaire.
- un train d'ondes de cisaillement **S** moins rapide, se déplaçant dans la phase solide du sol.
- un train d'ondes, double, de cisaillement, se propageant sous la surface du sol (ondes de Rayleigh).

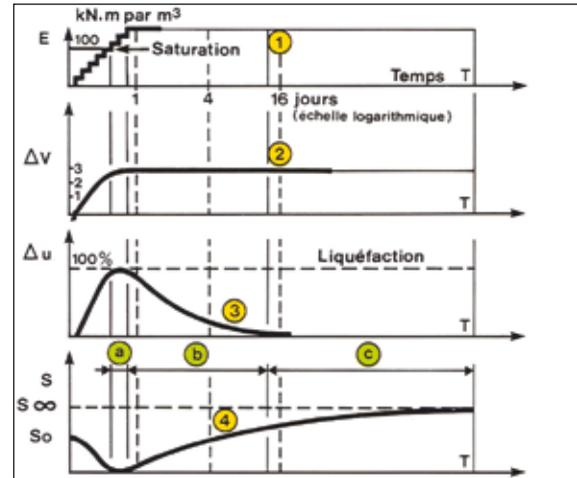
Les ondes de cisaillement ont pour effet de réarranger les grains dans un état plus dense.



Propagation des ondes sous un impact

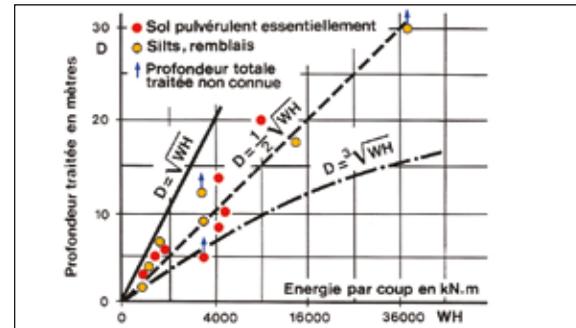


Évolution des phases gazeuse et liquide au cours d'une opération de consolidation dynamique



1. Energie mise en œuvre en kN.m par m³.
2. Variation de volume en fonction du temps.
3. Rapport de la pression interstitielle u à la pression de liquéfaction en fonction du temps.
4. Variation de la portance du sol en fonction du temps :
 - a. Phase de liquéfaction
 - b. Phase de dissipation de la pression interstitielle
 - c. Phase de regain thixotropique

L. Ménard a montré le rôle joué par la phase gazeuse pendant le processus. Le sol peut être comparé à un empilement de capacités «hydropneumatiques». Sous les effets de l'impact, le gaz se comprime en microbulles, puis chasse l'eau. L'eau s'évacue par les chemins de drainage privilégiés que sont les plans verticaux de claquage causés par les alternances compression-dépression. De véritables geysers peuvent se produire. Le sol, quasiment liquéfié, passe par une phase de déstructuration où ses caractéristiques mécaniques sont très faibles. Le contrôle de l'amélioration se fait lorsque les surpressions interstitielles ont totalement disparu.



Relation entre l'énergie de l'impact et la profondeur traitée

< Avec une masse usuelle de 15 t et des hauteurs de chute courante de 10 à 25 m on peut traiter des profondeurs de 6 à 10 m.

W kN	H m	D m
150	10	6,1
150	20	8,6
150	25	9,7

2.1. Conduite d'un traitement de compactage dynamique

Les phases à respecter sont les suivantes :

- choix de l'énergie par impact (poids de la masse W et hauteur de chute H),
- test du nombre d'impacts N par point de chute,
- test de la maille initiale M (en général comprise entre 0.7 et 1 fois la hauteur à traiter),
- exécution d'une première passe selon ladite maille, contrôles,
- exécution d'une seconde passe, contrôles (après modification éventuelle des paramètres W, H, N et M),
- etc., jusqu'à la passe finale, dite tapotage ou passe en continu.

La capacité portante admissible à l'issue du traitement dépend à la fois de l'énergie totale appliquée et de la nature des terrains qui font l'objet du traitement. Les plafonds usuels de capacité portante sont :

Limons	Sables
200 kPa	350 à 400 kPa

De manière générale, une amélioration des modules des sols par un facteur 2 est envisageable. Les tassements absolus sont alors réduits dans la même proportion.



Atelier de compactage dynamique



ALLEMAGNE - Hailer
Compactage décharge ordures ménagères
Masse de 25 tonnes lâchée de 25 m avec grue automatique

3. Drains verticaux

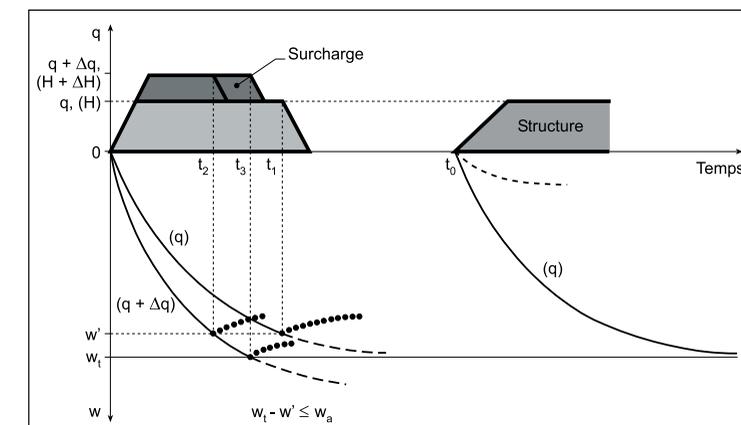
3.1. Rappels théoriques sur le phénomène de consolidation

Cette technique consiste à mettre en place, dans un sol compressible et peu perméable, des éléments verticaux perméables selon un maillage rapproché et régulier. L'évacuation de l'eau étant ainsi favorisée, les vitesses de tassement de consolidation sont augmentées de façon considérable.

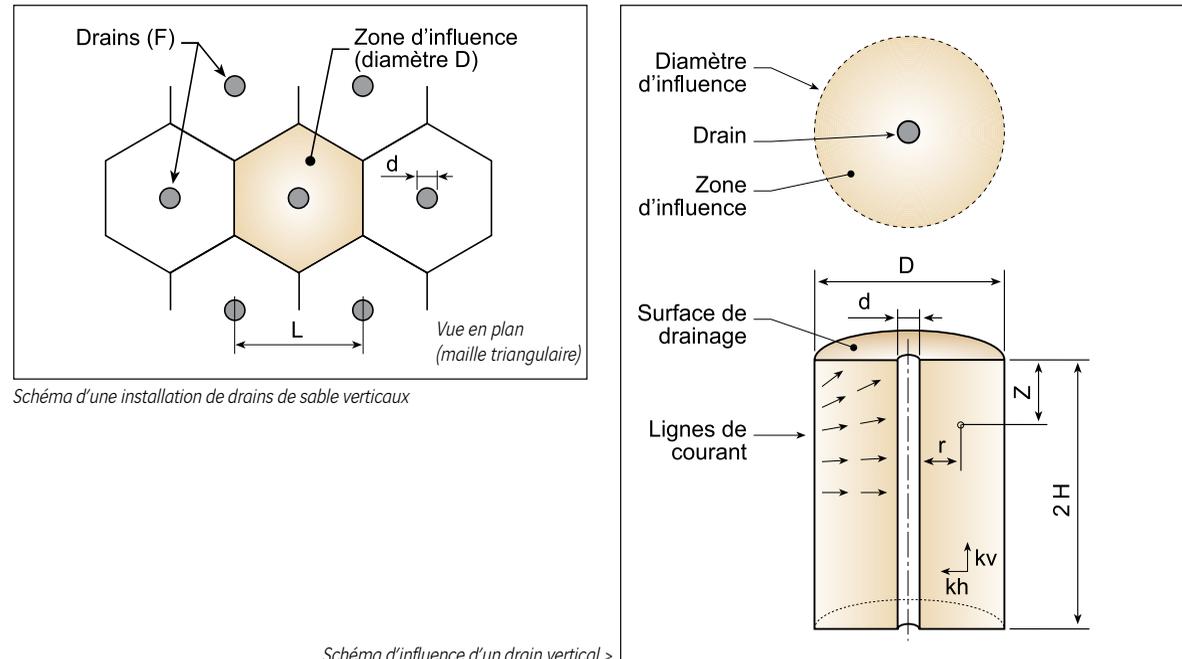
La méthode est souvent utilisée pour la mise en place de remblais sur sols mous. Elle est en général couplée à un pré-chargement équivalent à la charge apportée par la future construction, voire à une charge supérieure (surcharge).

La figure ci-après montre, en effet, que si le tassement prévisible à très long terme (parfois quelques dizaines d'années) sous la charge « q » apportée par la structure est égal à w_1 , il est alors possible, grâce à un réseau de drains

verticaux et à une charge d'intensité q apportée par un remblai de hauteur H, d'obtenir, en un temps beaucoup plus court t_1 (en général compris entre 2 et 6 mois), un tassement w' presque égal à w_1 . A l'issue du pré-chargement, un léger rebond se produit (ligne en pointillés sur la figure) et la mise en place de la structure se traduira par un tassement de la valeur dudit rebond majorée de la différence entre w_1 et w' . Pour limiter les tassements différés à la seule valeur du rebond, il faut mettre en place une surcharge sous la forme d'un remblai complémentaire de hauteur ΔH et attendre un temps t_3 , lui-même inférieur à t_1 . Pour un temps de consolidation sous la surcharge limité à t_2 , on conserve à la fois le rebond et la différence $w_1 - w'$.



Le calcul théorique de la durée de tassement d'un terrain drainé repose sur les théories de Terzaghi et de Barron dans lesquelles les zones d'influence de forme hexagonale sont remplacées par les zones d'influence cylindriques équivalentes :



Des abaques permettent de dimensionner les réseaux de drains.

3.2. Mise en œuvre

Les drains verticaux sont de deux types : drains de sable, généralement réalisés par forage et d'un diamètre compris entre 30 et 60 cm, et drains préfabriqués plats d'un diamètre équivalent de 5 à 6 cm, mis en place à l'aide d'un mandrin creux foncé dans le sol par pression verticale ou vibration :

APPELLATION	DIMENSION larg. x Ep. (mm)	MATERIAUX		COUPE
		AME	FILTRE	
DRAINS PLATS				
KJELLMAN DRAIN	100 x 4	Carton		
GEODRAIN	100 x 4	Polyéthylène LD	Cellulose, fibre ou polyester cellulose	
ALIDRAIN	100 x 6	Plastique	Papier cellulosique	
COLBOND	var : x 4	Fil de nylon	Non tissé polyester	
ROPLAST	100 x 3	Celluloïd	Feutre	
MEBRA-DRAIN	100 x 3	Polypropylène	Typar	
P.V.C.	100 x 1 ²	P.V.C. microporeux		
DRAINS TIBULAIRES				
SOIL DRAIN	Ø 50 à 200 mm	Polyester	Feutre	

Mise en œuvre de drains plats préfabriqués



Mât de forçage du mandrin avec vibreur en tête



Installation du sabot d'ancrage du drain dans le sol



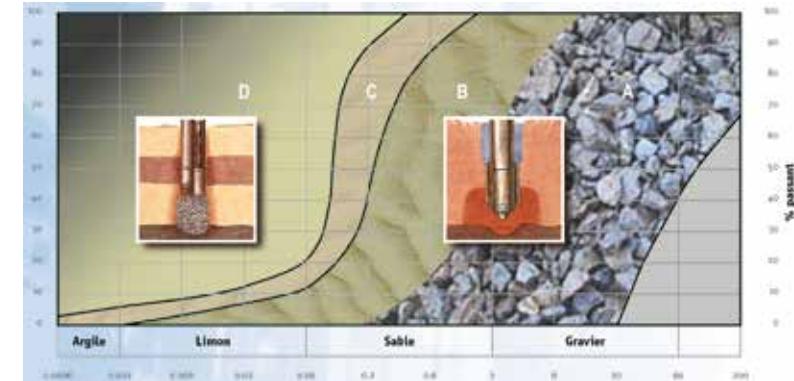
Mise en place du drain terminée

4. Vibroflottation (Vibrocompactage et colonnes ballastées)

4.1. Principes - Domaines d'application

Les techniques de vibroflottation utilisent les vibrations pour améliorer le sol (vibrocompactage) et/ou y incorporer des colonnes résistantes (colonnes ballastées).

Les domaines d'application des deux types de techniques sont directement liés à la granulométrie des terrains que l'on veut améliorer :



Les sols des zones A et B sont granulaires avec un pourcentage de fines ($\leq 0,06$ mm) inférieur à 12%. Les vibrations les compactent aisément jusqu'à des densités relatives élevées.

Vers la droite de la zone A, le sol peut être trop grossier pour que l'aiguille atteigne la profondeur requise. Un pré-forage ou l'utilisation de vibreurs très puissants peuvent s'avérer nécessaires.

Dans la zone D (plus de 20 % de fines), la perméabilité

est trop faible pour que le compactage puisse s'opérer. Le vibrocompactage est alors inefficace et les colonnes ballastées s'avèrent indispensables.

Dans la zone intermédiaire C, le sol est légèrement trop imperméable pour que le vibrocompactage soit efficace, mais l'installation de colonnes ballastées dans un tel sable très silteux va permettre à l'eau de s'échapper par les colonnes voisines déjà mises en place et améliorer ainsi le compactage.



Vibrocompactage

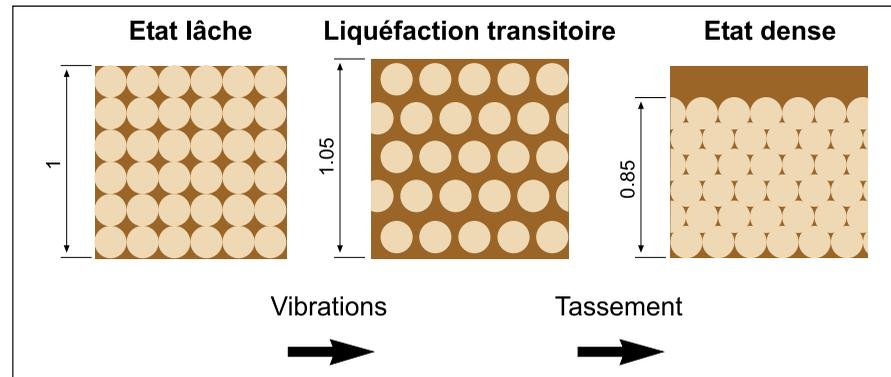


Colonne ballastée

4.2. Vibrocompactage

4.2.1. Principe

Une aiguille vibrante est introduite dans le sol selon un maillage régulier. Les vibrations transmises au sol le mettent en liquéfaction transitoire, permettant ainsi un réarrangement des grains dans une configuration plus dense :



4.2.2. Effets - Etablissement du projet

Le vibrocompactage se traduit par des tassements du sol de l'ordre de 4 à 8%, voire plus parfois ; les effets sur le sol sont les suivants :

- diminution de l'indice des vides,
- augmentation de la densité,
- augmentation du coefficient de poussée des terres au repos (K_0),
- diminution de la perméabilité (couramment dans un rapport de 2 à 5),

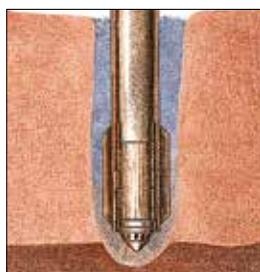
- augmentation de l'angle de frottement interne de 5 à 10 degrés,
- augmentation du module de déformation dans un rapport de 2 à 4 environ.

Le projet découle des principes ci-dessus : il consiste à déterminer la densité relative qu'il faut atteindre pour obtenir les caractéristiques géotechniques souhaitées.

4.2.3. Mise en œuvre

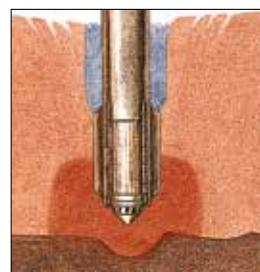
La mise en œuvre du vibrocompactage se fait en général selon un maillage triangulaire. La distance entre les points de traitement varie de 2,5 m à 5,5 m en fonction du type et de la densité initiale du sol, du résultat à atteindre, du type

de vibreur utilisé (puissance, amplitude de vibration, force excentrique) et de la méthodologie de compactage (hauteur des passes de traitement, intensité électrique ou pression hydraulique maximum).



PÉNÉTRATION

Le vibreur pénètre dans le sol jusqu'à la profondeur souhaitée sous l'effet des vibrations et du lancement à l'eau ou à l'air.



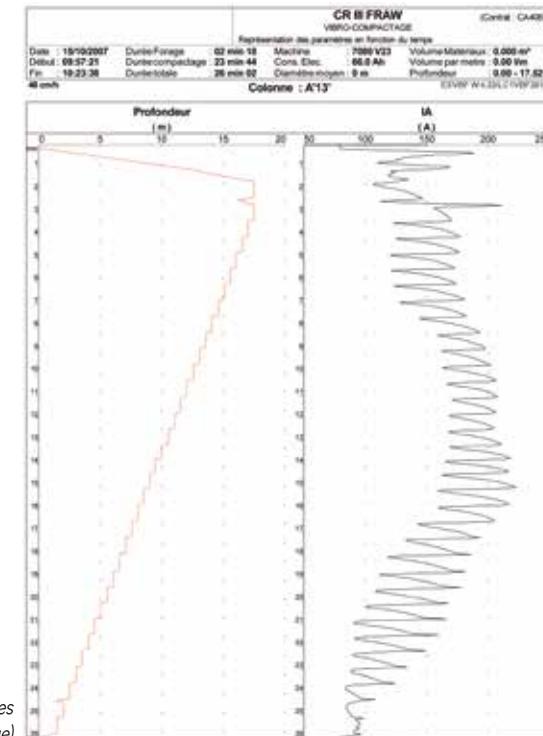
COMPACTAGE

L'aiguille vibrante est remontée par passes de 50 cm. Le sable ou le gravier en place descend vers la pointe du vibreur.



FIN

Le compactage s'effectue avec remblaiement depuis la surface, ou simplement en laissant s'abaisser le niveau du sol en place.

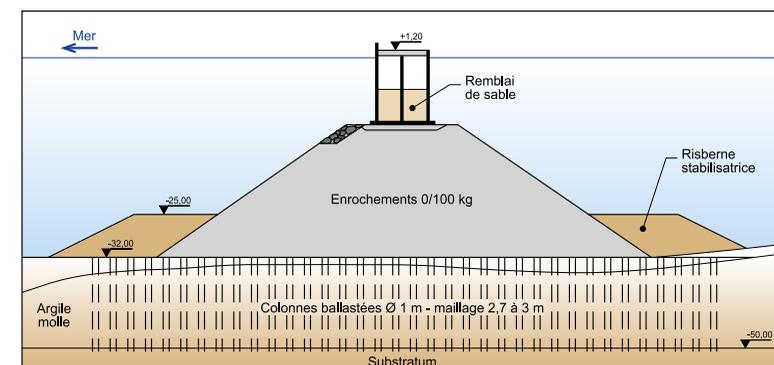


Enregistrement des paramètres d'exécution (vibreur électrique)

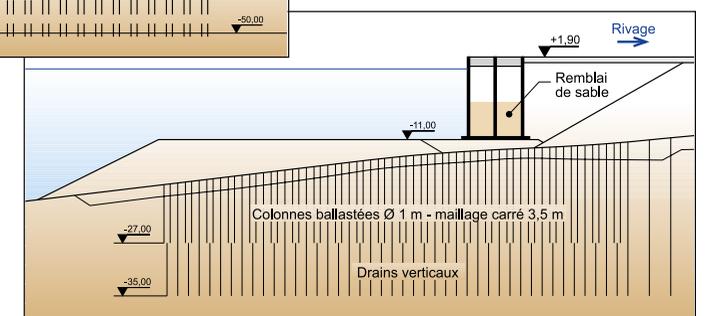
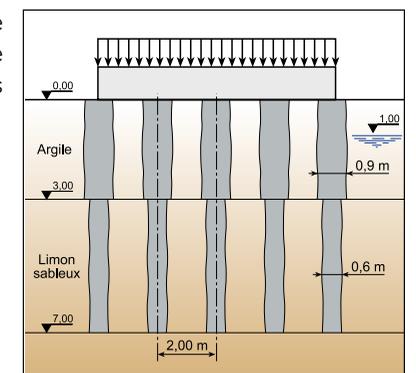
4.3. Colonnes ballastées

4.3.1. Principe

Les colonnes ballastées réalisées par vibroflottation permettent de renforcer et de drainer un sol limoneux ou argileux. Elles peuvent être réalisées en site terrestre (figure droite) comme en site maritime (figure suivante : renforcement des sols sous une digue et un quai à Patras, Grèce) :



GRÈCE - Extension du Port de Patras - Phase II
Traitement de fondation par colonnes



4.3.2. Effets - Etablissement du projet

Les effets des colonnes ballastées sur le sol traité sont les suivants :

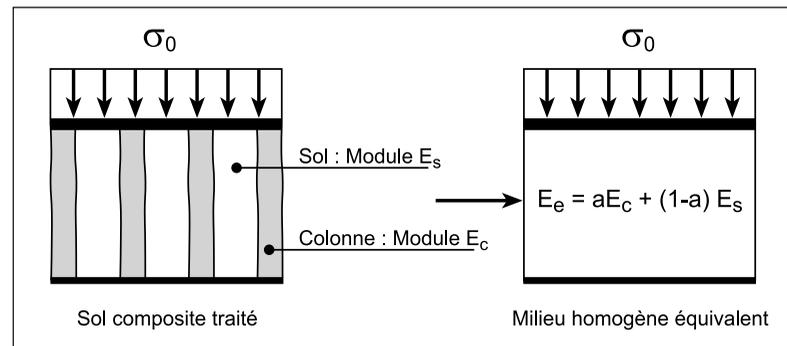
- introduction d'éléments drainants et résistants selon un maillage régulier,
- augmentation du module de déformation d'ensemble de la masse ainsi traitée,
- augmentation de l'angle de frottement interne global et donc de la résistance au cisaillement,
- augmentation du coefficient de poussée des terres au repos (K_0),

- augmentation très importante de la vitesse de consolidation, l'essentiel des tassements se produisant ainsi en cours de construction et/ou dans les premières semaines de vie de l'ouvrage.

Les méthodes de calcul des renforcements par colonnes ballastées sont nombreuses. La plupart n'ont de véritable validité que pour des charges réparties de grande dimension. On préférera l'utilisation de méthodes validées par l'expérience.

4.3.3. Méthode dite d'homogénéisation

On calcule le module du milieu homogène équivalent en fonction du taux d'incorporation « a » (rapport de la section d'une colonne à la surface de terrain qu'elle traite) et du rapport des modules des colonnes et du sol vierge (souvent pris égal à 8 ou 10).



Remarque : les méthodes de calcul préconisées par les «recommandations sur les colonnes ballastées» éditées par le COPREC et le SOFFONS sont inspirées de cette méthode.

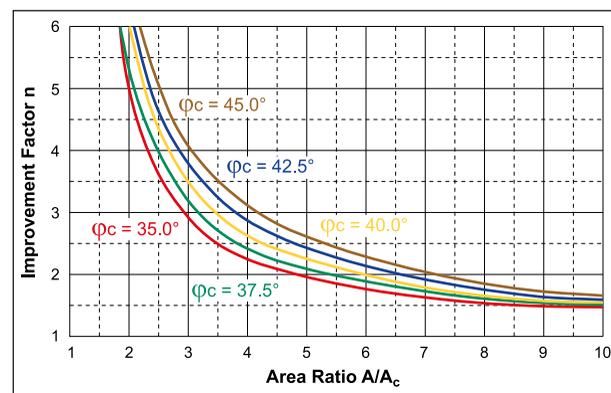
(Source : A. Dhoub et F. Blondeau, «Colonnes ballastées», Presses de l'ENPC, figure 3.4 page 136)

4.3.4. Méthode dite Priebe

La méthode de Priebe permet de déterminer un facteur de réduction des tassements ou facteur d'amélioration «n», rapport des tassements du sol vierge aux tassements du sol amélioré, en fonction de l'angle de frottement interne du matériau constitutif des colonnes (ballast) et du rapport A/A_c («area ratio»), qui n'est autre que l'inverse du taux d'incorporation : $a = A_c/A$.

La prise en compte de la compressibilité du matériau des colonnes conduit à un facteur d'amélioration, n_1 inférieur à n, tandis que la prise en compte du confinement apporté par la profondeur conduit à un facteur d'amélioration n_2 , qui lui est au contraire supérieur.

La méthode de Priebe permet également le calcul empirique des semelles filantes ou isolées sur colonnes ballastées.



L'angle de frottement du massif homogénéisé se calcule enfin de la manière suivante :

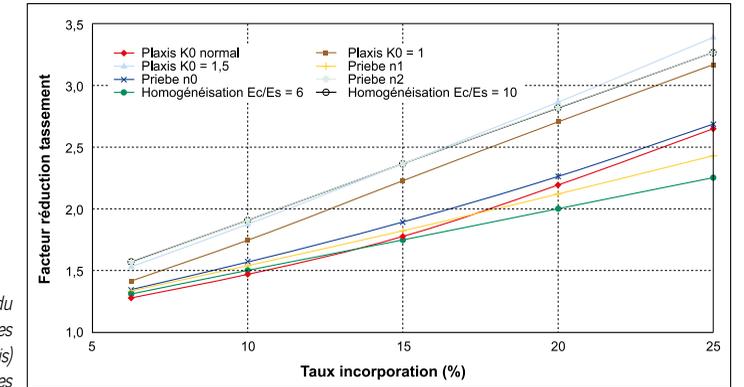
$$\text{tg } \phi_e = m \text{tg } \phi_c + (1-m) \text{tg } \phi_s, \text{ où :}$$

$$m = (n_1 - 1) / n_1$$

ϕ_e = angle de frottement interne du milieu homogène équivalent

ϕ_c = angle de frottement interne du matériau constitutif des colonnes

ϕ_s = angle de frottement interne du sol



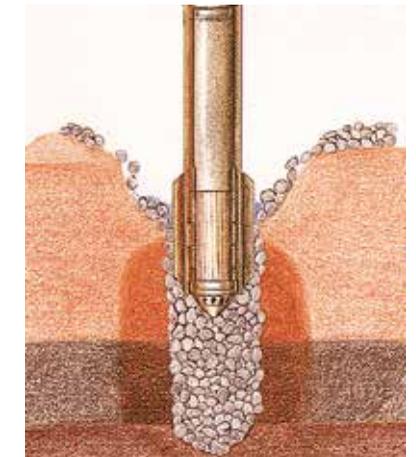
Comparaison des facteurs d'amélioration en fonction du taux d'incorporation selon différentes méthodes (homogénéisation, Priebe, éléments finis) et différentes hypothèses

4.3.5. Mise en œuvre

Par voie humide



Pénétration jusqu'à la profondeur requise. Création par lançage d'un espace annulaire autour de l'aiguille vibrante.

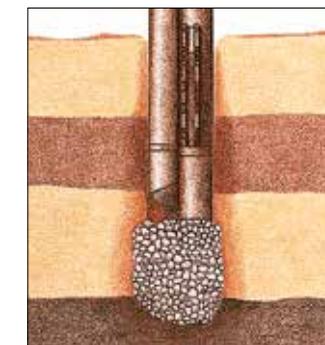


Mise en œuvre du ballast depuis la surface et refoulement latéral du sol autour de la colonne.

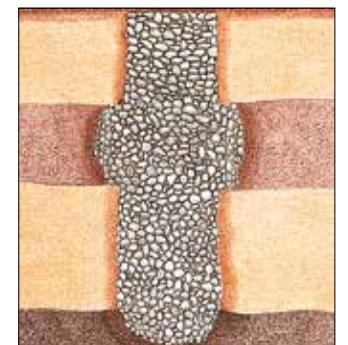
Par voie sèche



Le vibreur descend jusqu'à la profondeur souhaitée sous l'effet des vibrations et du lançage à l'air.

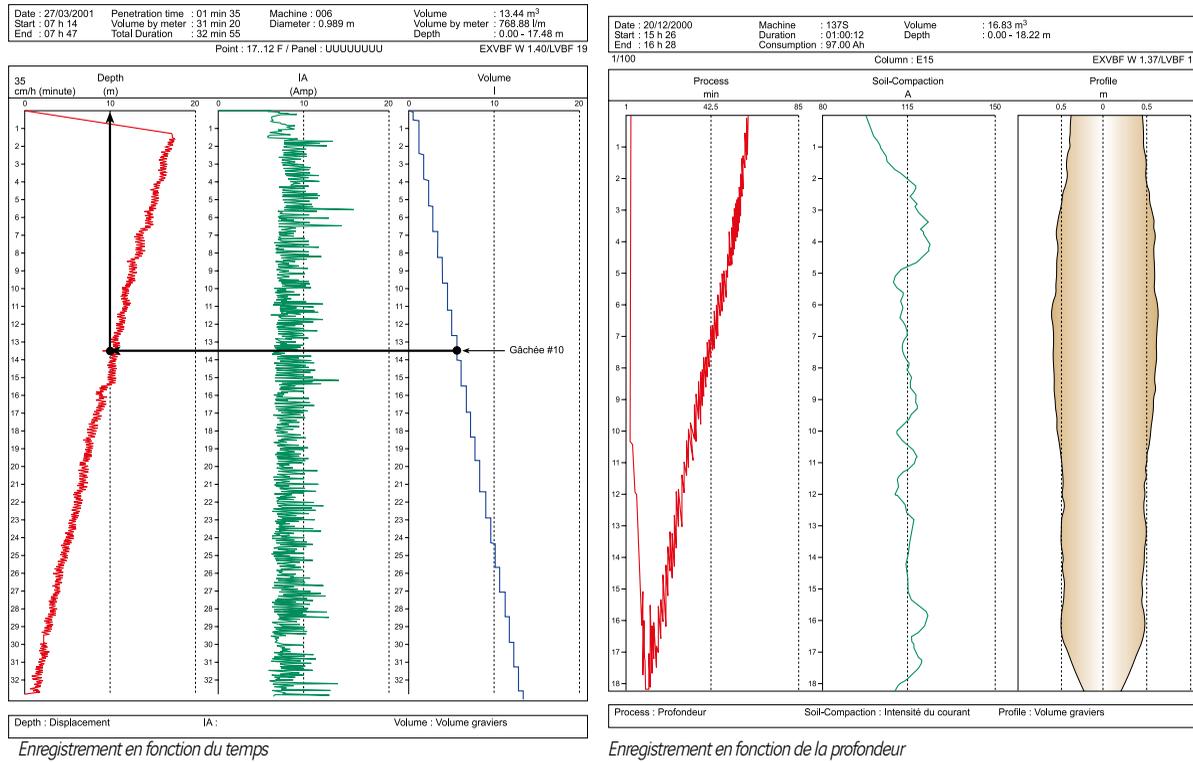


La colonne est construite par apport de ballast via le tube latéral longeant le vibreur.



Le diamètre des colonnes varie selon la résistance du sol. Finition par nivellement et compactage de surface.

Enregistrement des paramètres



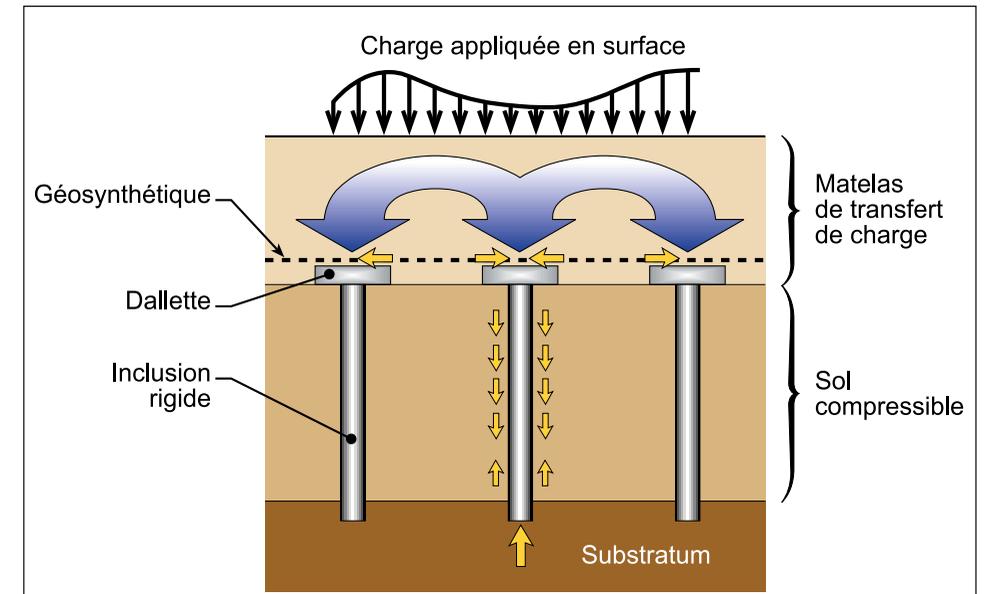
Atelier de colonnes ballastées STITCHER avec système d'enregistrement COBALT

5. Inclusions rigides

5.1. Principe de la méthode

Le renforcement par inclusions rigides associe un maillage d'inclusions verticales descendues à un horizon porteur avec une couche de remblai en sol frottant formant couche de répartition. L'ensemble a pour vocation essentielle d'assurer le transfert des charges verticales appliquées en surface jusqu'à l'horizon porteur sans induire de tassements préjudiciables de la couche compressible. Les inclusions sont constituées par des éléments structuraux possédant à la fois une résistance propre et une déformabilité faible face à celle du sol compressible qu'elles traversent. Les inclusions

peuvent être surmontées d'une dalle ou présenter une section élargie en tête. Des nappes horizontales de renfort (géosynthétiques ou treillis métalliques) peuvent être disposées au sein de la couche de répartition. Celle-ci est constituée d'un matériau granulaire (gravier alluvionnaire ou tout venant) ou d'un sol traité aux liants hydrauliques. Par conséquent, les charges sont fondées sur semelles superficielles, isolées ou filantes, ou sur radier selon l'ouvrage ; les radiers (et dallages) reposent sur la couche de forme, faisant office également de matelas de répartition.



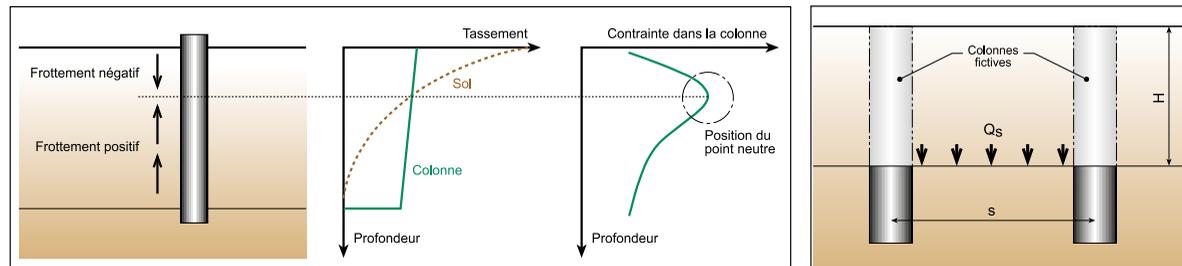
Principe de fonctionnement

5.2. Principe de dimensionnement

Les approches analytiques sont multiples et se distinguent par le modèle de transfert de charge adopté.

Ainsi, la méthode la plus connue en France est la méthode développée par O. Combarieu : elle repose sur le transfert de charge dans le matelas et dans le sol par frottement négatif sur les inclusions. La méthode se base sur deux hypothèses :

- 1 - L'effet voûte se développe dès que le sol compressible tasse plus que les inclusions, et les inclusions fictives de matelas prolongeant les inclusions sont alors également soumises au frottement négatif.
- 2 - Le sol compressible soumis à une contrainte va surcharger les inclusions par frottement négatif, augmentant le transfert de charge sur les inclusions.



Méthode de frottement négatif par O. Combarieu

D'autres méthodes ont développé uniquement l'effet de voûte dans le matelas et la distribution à la base du matelas des contraintes entre les inclusions (méthode de Terzaghi (1943), méthode de Marston et Anderson (1913), ...).

Les méthodes numériques sont considérées aujourd'hui comme les moyens les plus fiables pour étudier le comportement et l'interaction du complexe sol / inclusion / matelas / structure.

Les principes de validation du dimensionnement reposent sur les étapes suivantes :

- 1 - Calcul des tassements.
- 2- Vérification des contraintes maximales dans les inclusions (point neutre).
- 3 - Choix de la résistance du matériau constitutif.
- 4 - Vérification de la portance des inclusions.
- 5 - Vérification de la résistance aux efforts horizontaux.
- 6 - Vérification du non poinçonnement dans le matelas de répartition.

INJECTIONS DE COMPENSATION

5.3. Moyens d'exécution

L'inclusion rigide est exécutée par forage ou battage. On peut citer comme outils :

- outils de soil mixing (voir chapitre dédié),
- tarière à refoulement, tarière creuse,
- tube vibrofoncé à bout fermé.

Le diamètre de l'outil varie en fonction des objectifs à atteindre. Lorsque l'outil a atteint la profondeur finale, un béton ou un coulis est pompé.

5.4. Exemples d'application



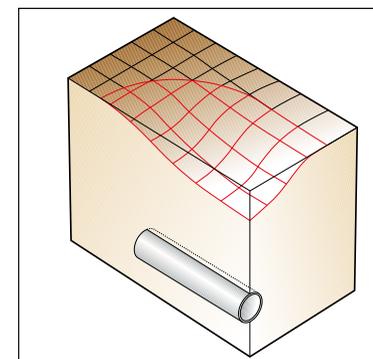
A gauche, la machine d'inclusions et à droite, la machine de colonnes ballastées



Réalisation d'inclusions rigides avec tube vibrofoncé

1. Principe

Le creusement de galeries dans le sol s'accompagne toujours de tassements en surface, avec un profil en forme de courbe de Gauss, susceptibles de provoquer des dommages importants. Le principe des injections de compensation est d'éviter la décompression du sol liée au terrassement, en injectant des quantités de coulis dosées avec précision, entre le tunnel et les ouvrages à protéger.



Les facteurs clés sont :

- un dosage précis des quantités injectées,
- une synchronisation parfaite de l'injection et des terrassements : l'injection doit anticiper le tassement,
- un contrôle précis en temps réel de la mise en place du coulis et des déformations du sol et des structures.

2. Domaine d'application

Les injections de compensation peuvent être appliquées à chaque fois qu'un chantier de tunnel risque d'entraîner des déformations sur une structure sensible. Toutes les techniques de creusement sont concernées (tunnelier, NATM, etc).

Du point de vue géotechnique, il faut mentionner les limitations suivantes :

- il faut trouver dans le sol un niveau injectable permettant de situer les injections de compensation,

- la méthode est inefficace dans des argiles molles (l'effet de la compensation n'est pas durable),

- les structures fondées sur pieux sont a priori beaucoup plus difficiles à protéger par de la compensation.

Cette technique s'inscrit parfaitement dans le cadre de la Méthode Observationnelle : les injections de compensation peuvent constituer l'élément principal du programme de mesures d'urgence ('contingency plan') permettant de garantir les mitoyens lors du passage du tunnel.

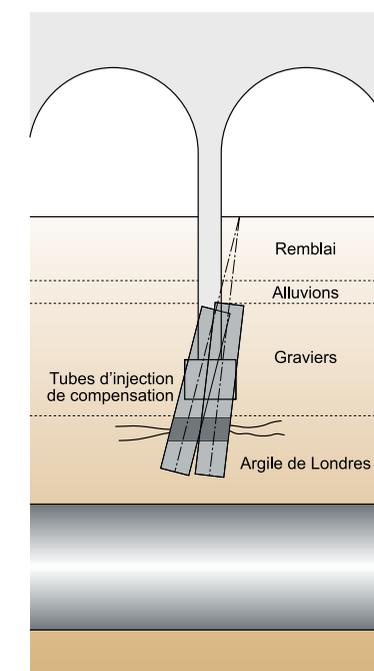
3. Techniques utilisées

Les forages d'injection de compensation peuvent être, soit sub-verticaux (cas de Jubilee Line), soit sub-horizontaux (cas de Station Rio Piedras).

Une première phase d'injections de pré-conditionnement est réalisée avant le passage du tunnel, afin de resserrer le terrain autour des forages d'injection.

Les injections de compensation doivent être parfaitement contrôlées, car il s'agit de mettre en œuvre des quantités de coulis faibles, sous débit et pression faible.

SPICE, la chaîne informatique des injections de Soletanche Bachy, est particulièrement adaptée à cet usage. Par ailleurs, il est indispensable de prévoir une instrumentation complète du site pour surveiller à intervalles réguliers les déformations du sol et des structures à protéger : le système de surveillance automatique GEOSCOPE développé par Sixense Soldata peut être couplé à la chaîne SPICE pour assurer ce suivi depuis la centrale d'injection.



La prédiction des tassements en fonction de l'avancement du tunnel est assurée par un module spécialisé de la chaîne SPICE, qui utilise un modèle simplifié de calcul de tassements, préalablement calé sur des calculs par éléments finis, et ajusté en permanence en fonction des observations faites sur le chantier.

Après le passage du tunnel, une dernière phase de consolidation permet de compenser une éventuelle relaxation du sol, notamment dans les sols argileux.

4. Références

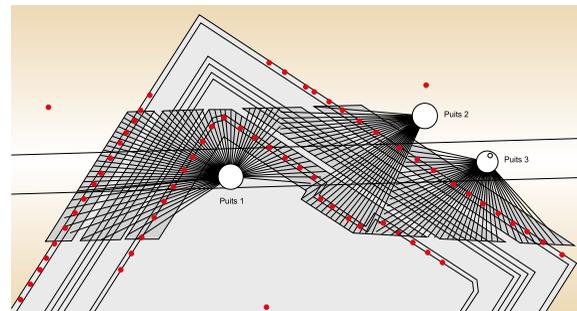
- Londres - Jubilee Line Extension : lots 101 (Greenpark), 103 (Southwark Station) et 105 (Bermondsey Station),
- Madrid - Vallecas Line 1
- Porto Rico - Station Rio Piedras
- Madrid Metrosur - Tramos V-VI Fuenlabrada-Getafe
- Moscou - Tunnel Lefortovo
- Edmonton - Metro LRT Extension
- Richmond - Virginia Capitol
- Londres - Gare King's Cross



RUSSIE - Moscou - Lefortovo
Puits viennois et forages d'injections de compensation



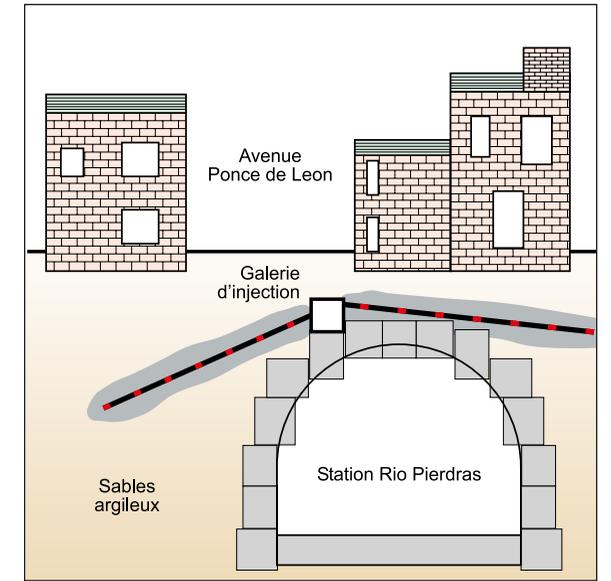
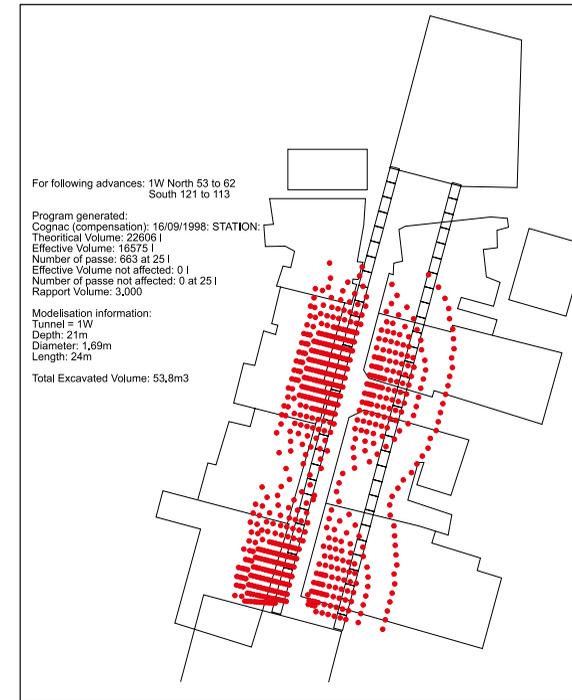
Surveillance de l'ouvrage par CYCLOPS®



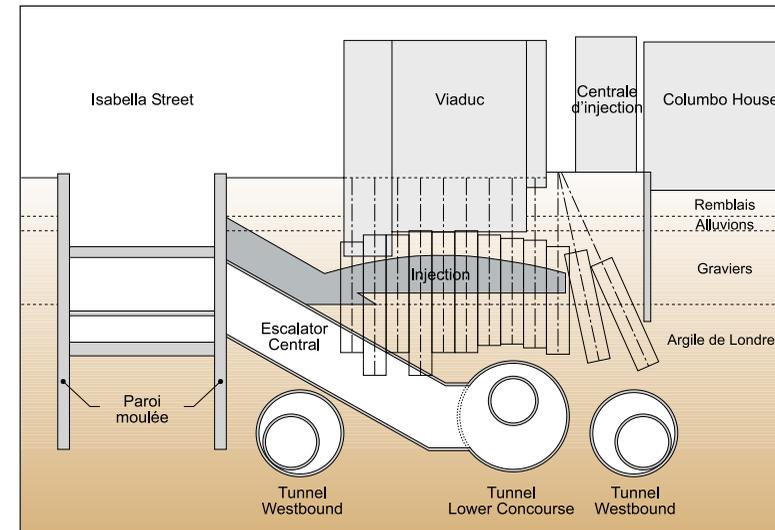
Injections de compensation à partir de puits viennois



L'école militaire



San Juan de Porto Rico, Station Rio Piedras : définition du programme d'injection de compensation en fonction de l'avancement des tunnels.



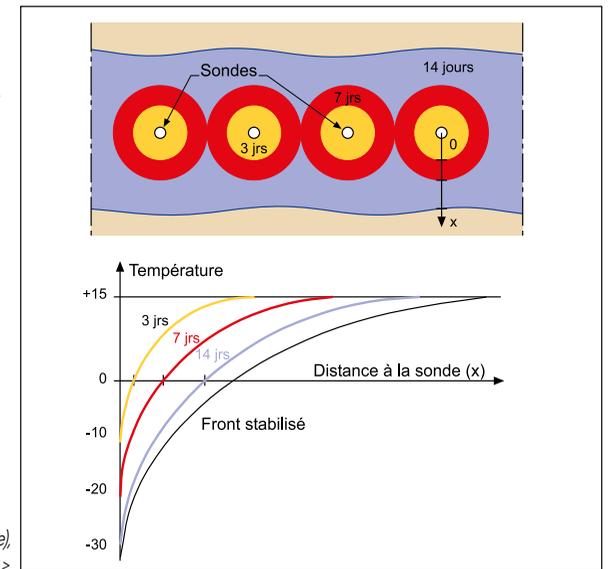
Pilotage des injections de compensation

LONDRES - Jubilee Line Extension, Southwark Station (Contract 103)

CONGÉLATION

1. Principe

Le principe de la congélation des sols est de transformer l'eau interstitielle du sol en glace, assurant ainsi une liaison étanche et résistante entre les grains du terrain. La congélation d'un sol provient du transfert de frigories d'un fluide à basse température au terrain par l'intermédiaire d'une sonde : l'eau en contact avec la sonde se transforme en glace formant une gaine de terrain congelé autour de la sonde, s'épaississant avec le temps, ce qui permet de réaliser des murs étanches et résistants.



Evolution du front avec le temps : 3 jours (jaune), 7 jours (rouge), 14 jours (bleu).>

2. Domaines d'application

Les caractéristiques essentielles du procédé par rapport aux autres techniques de soutènement ou de traitement de sols sont :

- le caractère provisoire du traitement : il n'y a donc pas généralement de modifications permanentes du sous-sol et de l'hydrologie naturelle.
- la technique est applicable à tous les terrains aquifères, ou humides. Certaines applications prévoient même l'injection d'eau lorsque le terrain est hors nappe.

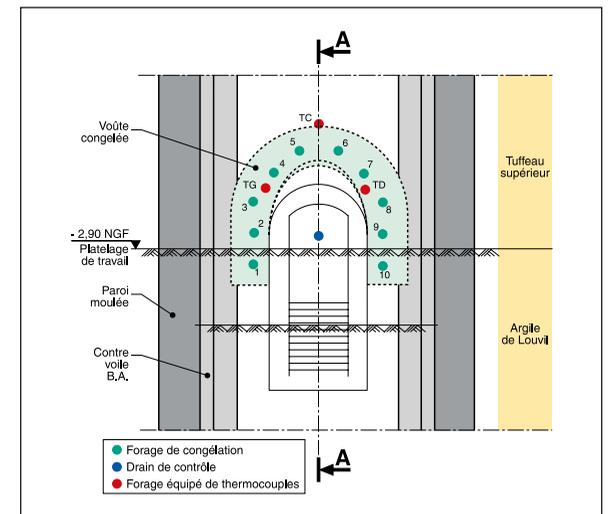
- l'étanchéité obtenue est complète, ce qui élimine les problèmes de pompage-traitement des eaux, et de rabattement éventuel extérieur.

En cas de circulation naturelle d'eau ou de terrains très ouverts, une pré-injection s'avère nécessaire.

Les domaines d'application les plus courants sont les puits de mine, les rameaux de jonction entre tunnels, les niches, le passage de galeries sous des ouvrages sensibles.



FRANCE - Métro de Lille - Ligne 2
Excavation à l'abri de la voûte congelée en direction du tunnel en construction



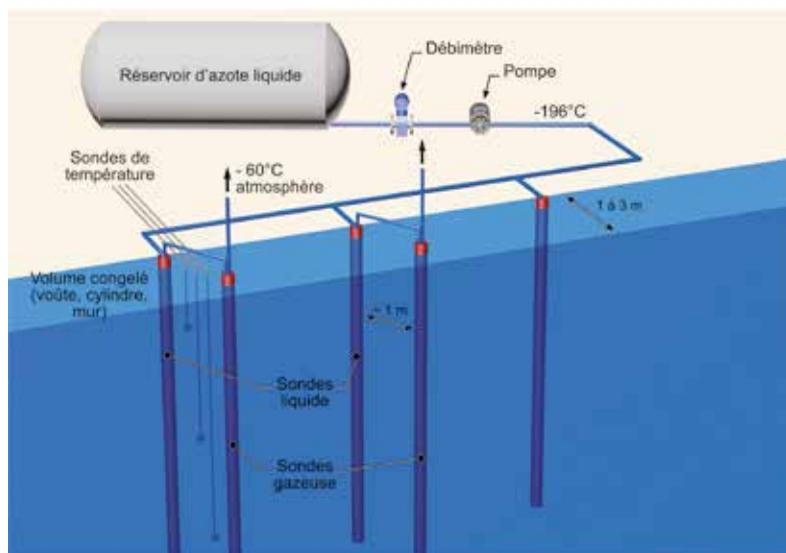
Implantation des forages - Vue depuis le Puits Pompiers

3. Techniques utilisées

Deux méthodes principales sont utilisées pour la congélation des sols :

La méthode à détente directe, en circuit ouvert

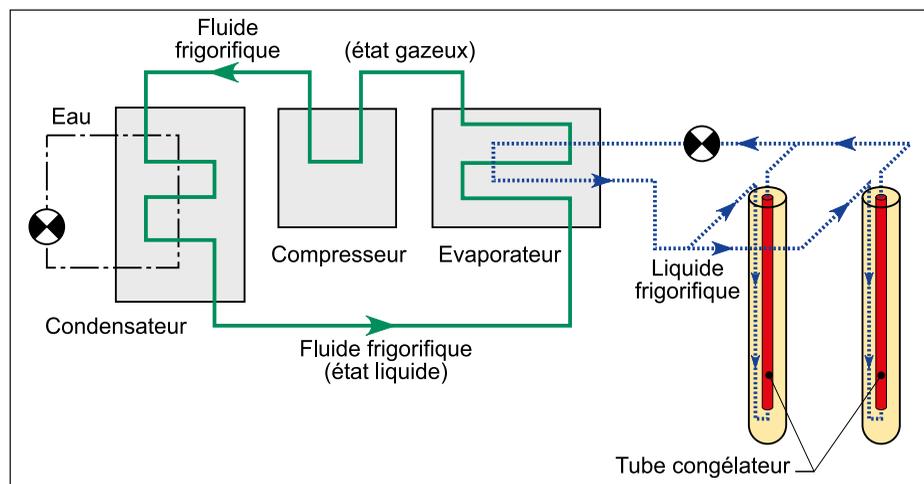
Le fluide réfrigérant est un liquide frigogène (azote liquide). Les frigorifiques proviennent d'une part de la chaleur d'ébullition du liquide, et d'autre part du réchauffement du gaz (de -196°C à environ -80°C pour l'azote). L'azote gazeux est rejeté dans l'atmosphère.



La méthode à double échange, en circuit fermé

(avec groupe frigorifique)

La congélation du sol est assurée par la circulation d'un fluide à basse température (eau salée à -25°C, -35°C). Cette saumure est elle-même refroidie au travers d'un évaporateur par un fluide frigogène (ammoniac, hydrofluorocarbures) passant de l'état liquide à l'état gazeux : le gaz est ensuite comprimé et liquéfié dans un condensateur. Après réchauffement dans les sondes de congélation, la saumure retourne au groupe frigorifique pour y être refroidie à nouveau.



Circuit fermé

La mise en froid dure de quelques jours pour l'azote liquide à quelque semaines pour la saumure. Pour des congélations de longue durée, l'entretien de la congélation est en général plus économique à la saumure (consommation électrique) qu'à l'azote (consommation d'azote).

L'azote est un gaz inerte (il compose les 4/5 de l'air), mais plus dense que celui-ci. Des précautions spécifiques sont à prendre pour éviter son accumulation dans les endroits confinés, car l'asphyxie est alors foudroyante par manque d'oxygène.

Les résistances du sol gelé augmentent lorsque la température descend, et vont de 2 MPa pour un limon, à 10 MPa pour un sable, à une température de -10°C.

Par contre, un terrain gelé est, comme la glace, sujet au fluage sous charge.

Le contrôle de la congélation se fait par la mesure des températures du massif à congeler, au travers de forages équipés de sondes de température. Dans le cas d'enceinte fermée, il y a montée de la pression interstitielle due à l'augmentation de volume de la transformation d'eau en glace ; un piézomètre intérieur est alors un excellent indicateur de fermeture.

Dans les terrains peu perméables, l'augmentation de volume due au passage de l'eau à l'état de glace, ainsi que le phénomène de succion cryogénique (migration d'eau vers le front de congélation) peuvent entraîner des déformations dont il faut tenir compte dans l'établissement des projets, de même que la perte possible de résistance des terrains lors du dégel (cf les barrières de dégel pour les routes).

4. Etablissement d'un projet

Un projet de congélation comprend donc deux volets :

- Un calcul thermique pour établir l'évolution des températures en fonction du temps, prenant en compte le maillage des forages (en général de 1 à 2 m), et des conditions aux limites (présence de sources chaudes, etc...). L'utilisation de logiciels spécifiques débouche sur une prédiction détaillée, permettant lors des travaux de détecter d'éventuelles anomalies non prévisibles.
- Un calcul mécanique, prenant en compte la spécificité de la congélation : fluage, gonflement, dégel final.

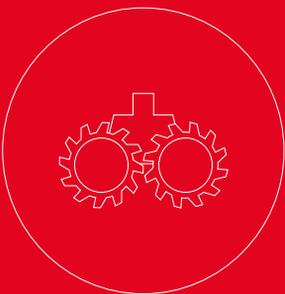
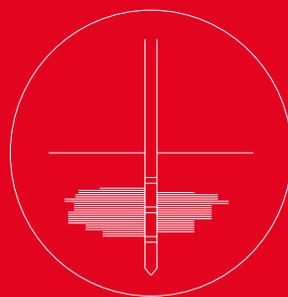
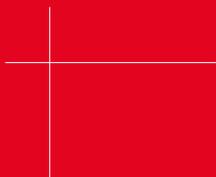
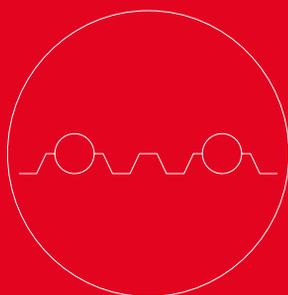
Pour ces deux approches, il convient en général de réaliser des essais en laboratoire sur échantillons intacts pour déterminer à différentes températures les caractéristiques thermiques du sol, les pressions de gonflement, les résistances instantanées et différées.

Il est également nécessaire de connaître les mouvements éventuels de la nappe, ainsi que la qualité et la salinité des eaux. Le projet d'exécution doit enfin être élaboré par un spécialiste en congélation des sols.

Build on us^{*}



SOLETANCHE BACHY



280 avenue Napoléon Bonaparte
92500 Rueil-Malmaison – France
Tél. : +33 (0)1 47 76 42 62

www.soletanche-bachy.com

Une société de



SOLETANCHE FREYSSINET