

MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT, DES TRANSPORTS ET DU LOGEMENT  
DIRECTION DES ROUTES

# dossier pilote des tunnels génie civil

## section 4 procédés de creusement et de soutènement

Juillet 1998

CENTRE D'ÉTUDES DES TUNNELS  
25, AVENUE FRANÇOIS-MITERRAND - CASE N°1 - 69674 BRON CEDEX - FRANCE  
TEL : 04 72 14 34 00 - TELECOPIE : 04 72 14 34 30

I.S.B.N. 2-11-084743-3

# SOMMAIRE

<b>Chapitre 1</b>	<b>Préambule</b>	<b>7</b>
1.1	Importance de l'étude des procédés de construction	7
1.2	Importance du suivi des travaux	7
<b>Chapitre 2</b>	<b>Choix du procédé de construction</b>	<b>9</b>
2.1	Processus de choix	9
2.2	Choix principaux	10
2.2.1	Tunnels au rocher	10
2.2.2	Tunnels en terrain difficile	11
<b>Chapitre 3</b>	<b>Auscultation pendant les travaux</b>	<b>13</b>
3.1	Objectifs et contraintes de l'auscultation	13
3.1.1	Objectifs	13
3.1.2	Contraintes	13
3.2	Moyens mis en œuvre	14
3.2.1	En déformation	14
3.2.2	En contrainte	15
3.2.3	En hydrogéologie	16
3.3	Acquisition et exploitation des données	16

<b>Annexes</b>	4.1	Tranchées couvertes
	4.2	Tunnels immergés
	4.3	Creusement des puits et galeries-inclinées
	4.4	Creusement à pleine et demi-section
	4.5	Creusement en section divisée
	4.6	Abattage à l'explosif
	4.7	Etude et contrôle des ébranlements liés à l'utilisation des explosifs
	4.8	Machines à attaque ponctuelle
	4.9	Machines foreuses pleine section (rocher)
	4.10	Soutènement traditionnel
	4.11	La nouvelle méthode autrichienne
	4.12	Creusement au bouclier mécanisé
	4.13	Traitements de terrain
	4.14	Galleries-pilotes
	4.15	Pré-soutènement et soutènement du front de taille

## Préambule

### 1.1 - Importance de l'étude des procédés de construction

Les études de conception d'un projet de tunnel (cf. section 3 "Conception et dimensionnement") débouchent sur la préconisation de procédés de construction, prenant en compte l'ensemble des contraintes liées :

- au parti fonctionnel retenu,
- à l'environnement de l'ouvrage,
- au terrain encaissant.

Selon le problème posé, l'analyse de ces facteurs conduit à limiter l'éventail des procédés de construction possibles.

Le recours à tel ou tel procédé de construction doit être assorti de précautions d'exécution, souvent fondamentales et coûteuses, qui ne peuvent être définies sans étude préalable et quelquefois même sans essais in situ en vraie grandeur (galeries d'essais, essais de traitement des terrains...).

*D'autre part, il importe que le projeteur ait conscience que la construction des tunnels est sujette à des aléas qui peuvent influencer quelquefois d'une façon importante sur les modalités d'exécution en cours de travaux. D'où l'importance, au niveau du projet, d'envisager les aléas possibles et d'en étudier les conséquences.*

Même s'il n'est pas possible à ce stade de les localiser ou de les définir avec exactitude, il est indispensable

d'adapter la rédaction du marché et en particulier la méthode de règlement à l'éventualité de changements possibles de méthode. Mais il est encore plus efficient de choisir un procédé de construction qui puisse s'adapter aux difficultés supposées, si cela est possible. L'emploi d'une méthode inadaptée qui échoue, peut avoir de graves conséquences sur les coûts et les délais.

L'attention est particulièrement attirée sur une définition réaliste des modalités et des phases d'exécution, les innovations en la matière devant être mûrement pensées avec des spécialistes expérimentés.

Il est bon de rappeler à ce sujet que les phases transitoires de travaux sont souvent les plus dangereuses pour la stabilité de la structure (abattages à partir de galeries d'avancement, reprise en sous-oeuvre de la voûte, stabilité des culées dans les sols avant mise en place d'un radier, etc.....).

### 1.2 - Importance du suivi des travaux

Bien que les soutènements constituent des ouvrages provisoires, dont la responsabilité incombe à l'entrepreneur jusqu'à la réalisation du revêtement définitif, le maître d'œuvre ne peut pas se désintéresser des opérations d'excavation et de soutènement, qui conditionnent la sécurité du chantier, le dimensionnement des structures définitives, les mouvements du terrain et le règlement des travaux.(1)

(1) Le fascicule 69 du C.C.T.G. prévoit même que le soutènement provisoire est soumis au visa préalable du Maître d'Œuvre (article 11).

Le maître d'œuvre doit connaître, au fur et à mesure de l'avancement, la nature du terrain et les soutènements mis en place. Le journal de chantier doit être précis et tenu au jour le jour. On peut se référer à ce sujet au "guide du maître d'œuvre pour la surveillance des travaux de Génie Civil" publié par le CETU.

Dans le même ordre d'idée, il convient d'ajouter que l'observation incomplète des données géologiques en cours d'avancement, le désordre et les négligences d'exécution peuvent, en dehors des incidences sur la sécurité, avoir des effets considérables sur la qualité et l'économie de l'ouvrage.

Pour rendre la discussion entre l'entreprise et le maître d'œuvre plus objective, il est vivement recommandé de procéder à des mesures en place pour suivre l'évolution du terrain et de l'ouvrage (voir chapitre 3 "Auscultation pendant les travaux" de la présente section).(1)

La valeur d'un procédé de construction se juge, en définitive, à la qualité de sa mise en oeuvre et de celle de l'ouvrage construit. Il doit tout à la fois permettre de réaliser l'ouvrage au meilleur coût et garantir sa pérennité.

---

(1) Les recommandations concernant l'auscultation des ouvrages souterrains (et notamment le rôle des différents intervenants et les contrôles de qualité) sont en cours de mise au point au sein de l'A.F.T.E.S.

# Choix du procédé de construction

On trouvera dans les annexes de la présente section une description succincte des procédés de creusement et de soutènement ainsi que des indications sur leur domaine d'application et les précautions à prendre pour leur utilisation.

## 2.1 - Processus de choix

### Première phase

Le choix résulte, en première phase, d'un compromis entre les exigences :

- du terrain encaissant,
- du site et de l'environnement,
- de la géométrie,
- du procédé de construction lui-même.

Le processus de raisonnement qui en résulte, procédant par approximations successives, doit aboutir, à chaque stade, à une appréciation du bilan économique d'ensemble de l'investissement (y compris accès, expropriations, bilan de l'utilisateur, etc...).

Cette démarche, plus ou moins détaillée selon la complexité du projet étudié, aboutit à 2 ou 3 variantes techniques possibles.

### Deuxième phase

La règle est alors en priorité l'étude de ceux, parmi ces 2 ou 3 procédés de construction, qui assurent le mieux possible et dans un ordre décroissant d'importance :

- la **sécurité** de l'ouvrage, pendant et après sa construction;
- une **uniformité de méthode** sur toute la longueur de l'ouvrage (car les changements nécessitant l'arrivée de nouveaux matériels sont toujours longs et

coûteux); il est rappelé à ce sujet qu'en France l'hétérogénéité des terrains est la règle générale;

- la **souplesse d'emploi** (de façon à s'adapter aux difficultés souvent imprévisibles);
- la **limitation des nuisances** engendrées sur l'environnement en site urbain notamment.

### Troisième phase

Ultérieurement, lors de la consultation des entreprises et du choix définitif, interviennent de nouveaux critères liés à la conjoncture, à la technicité propre des entreprises, à l'économie du projet, etc...

- conjoncture économique générale et importance du lot de travaux proposés,
- niveau technique des entreprises concurrentes (personnels spécialisés, matériels disponibles, expérience acquise...),
- insertion du délai global du chantier de tunnel dans le planning général d'exécution,
- coût de la solution et aléas correspondants.

En matière de travaux souterrains, la procédure de consultation doit conserver une certaine souplesse, la solution proposée par le maître d'œuvre étant rarement la seule possible. Il est souhaitable dans certains cas, d'autoriser les soumissionnaires à présenter des variantes d'exécution utilisant des méthodes particulières dont ils ont l'expérience ou des matériels déterminés en leur possession. Afin d'assurer une certaine homogénéité technique des différentes propositions, il est en général nécessaire pour le maître d'œuvre de limiter dans le dossier de consultation, le champ de

variation possible des caractéristiques de l'ouvrage dont certaines ont été fixées ne varient dès l'origine du projet pour des raisons administratives ou techniques. En zone urbaine par exemple, le maître d'œuvre doit définir avec précision les désordres tolérables en fonction de l'environnement local, les concurrents devant justifier que chacune de leur variante apporte la même sécurité. Ceci suppose donc que les solutions possibles aient été appréhendées avec suffisamment de précision pendant les études afin de permettre au maître d'œuvre de juger de l'importance des dépenses supplémentaires que les propositions des soumissionnaires sont susceptibles de nécessiter en cours de travaux et finalement d'une façon globale de leur validité. L'étude détaillée des différentes solutions proposées (procédé d'exécution et organisation du chantier) incombe à chaque entreprise.

C'est ainsi que la qualité des offres des entreprises et finalement l'économie finale de l'ouvrage, le respect de la sécurité et des délais d'exécution sont directement fonction de la qualité des études fournies par l'administration, et du délai laissé aux entreprises pour établir leur proposition.

## 2.2 - Choix principaux

On met en relation ci-après certaines des caractéristiques principales des procédés de construction présentés en annexe, de façon à faire ressortir les choix principaux auxquels est confronté le projeteur.

### 2.2.1 - Tunnels au rocher

On traite ici des tunnels creusés dans un rocher suffisamment sain pour ne pas avoir recours à un pré-soutènement ou à un soutènement du front de taille.

#### 2.2.1.1 - Creusement en pleine ou demi-section et procédé de soutènement

Généralement le choix du creusement en pleine ou demi-section (cf annexe 4.4) est commandé par la qualité du terrain :

- le creusement en pleine section est bien adapté aux terrains homogènes, ne nécessitant pas l'utilisation d'un autre soutènement que le boulonnage et le béton projeté ;

- le recours à la demi-section se justifie lorsqu'il est nécessaire de mettre en place rapidement un soutènement plus important, par cintres et blindage notamment.

Toutefois, les matériels modernes, qui permettent de travailler rapidement sur une grande hauteur, étendent le nombre des chantiers attaqués en pleine section.

On rappelle d'autre part que l'une des conclusions de la phase de conception est l'établissement de profils-types de soutènement (cf. section 3 "Conception et dimensionnement").

Deux démarches sont possibles :

- le choix d'une gamme de profils-types couvrant les différentes situations susceptibles d'être rencontrées : il appartient alors à l'entrepreneur de soumettre en temps opportun au visa du maître d'œuvre le soutènement provisoire qu'il se propose d'employer en justifiant son adaptation aux terrains rencontrés ; cette solution est conforme au fascicule n° 69 du C.C.T.G.

- le choix d'adapter le profil de soutènement (épaisseur de béton projeté, longueur des boulons...) en fonction des constatations et mesures faites sur l'ouvrage, au fur et à mesure de l'avancement - comme le préconise la nouvelle méthode autrichienne (cf annexe 4.11). Rien n'interdit d'avoir recours à cette deuxième méthode en introduisant bien sûr dans le marché les clauses nécessaires.

Si l'on adopte la première solution, il faut veiller à ce que cela ne conduise pas à maintenir des soutènements inadaptés en cas de changement des caractéristiques du terrain. Le recours à des mesures en place, pour suivre l'évolution du terrain et de l'ouvrage, est très souvent recommandé (cf. article 8 du fascicule 69 du C.C.T.G.).

#### 2.2.1.2 - Méthode d'excavation

Le choix est à faire entre :

##### a) Abattage à l'explosif (cf. annexe 4-6)

- Technique d'abattage la plus utilisée dans les roches en pleine et demi-section.
- Le plan de tir doit être adapté pour limiter l'effet des tirs sur le terrain encaissant et assurer un découpage soigné de la section.
- Des précautions doivent parfois être prises pour limiter les effets des ébranlements sur les structures existantes (environnement urbain en particulier). (cf. annexe 4.7).

##### b) Abattage par machine à attaque ponctuelle (cf. annexe 4.8)

- Technique d'abattage n'entraînant pas d'ébranlement dans l'environnement et préférable à l'explosif, dans certains cas.
- Utilisation limitée par les caractéristiques de résistance du terrain encaissant.
- Pour ce qui concerne l'étude de forabilité, on peut se reporter à la section 2 "Géologie- Hydrogéologie - Géotechnique".

On peut aussi, dans certains cas, avoir recours à l'utilisation de pelles et brise-roches.

### c) Excavation par machine foreuse à pleine section (cf. annexe 4.9)

- Bien adaptée actuellement aux petites et grandes sections en terrain tendre à moyennement dur ( $R_c < 120$  MPa généralement).
- Bien adaptée aux zones urbaines et aux ouvrages longs.
- Difficultés en cas de rencontre d'un accident ou en terrains hétérogènes.

L'incidence d'un tel choix sur le profil en travers du tunnel doit être prise en compte suffisamment en amont des études.

## 2.2.2 - Tunnels en terrain difficile

### 2.2.2.1 - Amélioration du terrain et pré-soutènement (cf. annexes 4.13 et 4.15)

Le projeteur dispose maintenant d'une large gamme de procédés permettant d'améliorer les caractéristiques ou l'état de contrainte du terrain. Ces procédés sont comparés dans le tableau ci-dessous, eu égard aux sept critères suivants : (1)

- domaine d'utilisation
- faisabilité
- souplesse d'utilisation
- facilité d'exécution
- cadence de travail
- contrôle
- pérennité

(1) on peut se référer également à l'article suivant :

- *Soil and rock reinforcements in tunneling* - PELIZZA S., PEILA D. (*Tunneling and Underground Space Technology. Vol 8, n° 3 - 1993*)

### 2.2.2.2 - Emploi d'un bouclier à front pressurisé (cf. annexe 4.12)

La décision de recourir à l'utilisation d'un bouclier à front pressurisé résulte de multiples facteurs. Compte tenu de son coût et du délai de construction de la machine, ce type de solution n'est justifié que pour les ouvrages de longueur assez importante (en général plus de 1 km), particulièrement pour ce qui concerne les tunnels routiers qui nécessitent des machines d'au moins 10 à 11 mètres de diamètre.

Le creusement au tunnelier doit, le cas échéant, être mis en balance avec un creusement séquentiel ayant recours à des procédés de pré-soutènement ou d'amélioration du terrain.

Il ne faut pas oublier que la forme circulaire et le type de revêtement définitif peuvent induire des contraintes particulières (cf section 6 "Génie Civil de second œuvre").

Des éléments concernant les études spécifiques à réaliser en cas d'utilisation d'un bouclier sont donnés en section 2 "Géologie - Hydrogéologie - Géotechnique".

## Amélioration du terrain et pré-soutènement

Procédés	Domaine d'utilisation	Faisabilité	Souplesse d'utilisation	Facilité d'exécution	Cadence de travail	Contrôle	Pérennité
Drainage	terrains alimentés en eau	élevée	élevée	moyenne à grande	élevée	difficile	variable
Injection	terrains sableux ou fracturés	moyenne à élevée (essais nécessaires)	moyenne	moyenne à grande	faible (à réaliser normalement à l'avance)	possible à difficile	pas toujours bien connue
Congélation	sols saturés	moyenne	faible	difficile	moyenne	possible à difficile	intervention temporaire
Renforcement du front par boulonnage	terrains variés	élevée	élevée (souvent associé à d'autres procédés)	grande	moyenne à élevée (en alternance avec l'excavation)	possible	intervention temporaire
Prévoûte réalisée par pré-découpage	terrains tendres avec cohésion	moyenne à élevée (tenue de la saignée à vérifier)	faible (machine pré-déterminée)	moyenne à difficile	moyenne (en alternance avec l'excavation)	possible	grande
Voûte parapluie	sols variés, terrains hétérogènes	moyenne à élevée (appui des cintres à vérifier)	élevée	moyenne à grande	moyenne à élevée (en alternance avec l'excavation)	possible	mal connue (corrosion, évolution du terrain)
Voûte en jet-grouting	sols variés (difficile si blocs ou argile)	moyenne (résultats pas toujours facile à prévoir)	moyenne à élevée (possibilité de renforcement des colonnes)	moyenne à difficile	moyenne en alternance avec l'excavation)	difficile	grande
Anneau de terrain renforcé (boulonnage, injections)	terrains variés	élevée	élevée	grande	faible si mise en oeuvre à l'avancement (sans galerie pilote)	possible	mal connue

# Auscultation pendant les travaux

## 3.1 - Objectifs et contraintes de l'auscultation

### 3.1.1 - Objectifs

Les objectifs de l'auscultation pendant les travaux sont de plusieurs types.

#### a) Sécurité immédiate

Tout d'abord, à l'avancement les résultats de cette auscultation permettent (théoriquement) de connaître à tout instant l'état de stabilité de l'excavation et d'alerter le cas échéant sur la nécessité de procéder à la mise en oeuvre de techniques ou méthodes aptes à assurer la mise en sécurité du chantier, voire en situation extrême à l'évacuation de la zone de front.

#### b) Vérification du soutènement

De manière moins immédiate le suivi des résultats de l'auscultation en fonction de l'éloignement du front (principalement par le suivi de la convergence relative) permet de juger de la bonne adéquation du soutènement mis en place aux exigences de déformation prévues dans le projet et par suite des besoins d'adaptation de ce soutènement aussi bien vers un allègement que vers un renforcement.

#### c) Comportement réel du terrain

Les résultats de l'auscultation permettent également d'appréhender le comportement réel du massif autour de l'excavation et si nécessaire de modifier les valeurs de paramètres prises en compte dans le cadre de l'élaboration du projet.

#### d) Amélioration des prédictions

La synthèse de l'ensemble des données et la prise en compte des valeurs des différents paramètres mesurés in situ, permettent de corriger autant que nécessaire le calage initial du modèle retenu lors du projet et d'améliorer très nettement l'exactitude des prédictions en réajustant le modèle sur les travaux déjà réalisés.

En particulier, en milieu urbain, la prédiction des tassements de surface constitue généralement un objectif essentiel, qui oblige à avoir recours à des mesures en avant du front de taille.

### 3.1.2 - Contraintes

Pour atteindre les objectifs évoqués ci-dessus, l'organisation du schéma d'auscultation doit respecter certaines contraintes telles que :

#### a) Permettre un dépouillement et une exploitation rapides

En effet pour être en mesure d'alerter, il convient que les résultats des mesures soient disponibles et exploitables quasi immédiatement à la lecture ou à la saisie de la donnée et surtout qu'ils ne dépendent pas d'un traitement long et exécuté hors du site.

Toutefois cette exigence de rapidité est plus ou moins forte selon la nature de la mesure effectuée et sa pertinence dans l'analyse immédiate de la stabilité de l'excavation.

#### b) Comporter des matériels adaptés aux conditions de chantier

Les conditions régnant dans la zone du front de taille et sur la trentaine de mètres qui suit ce front constituent un environnement agressif : humidité, poussière, obscurité, évolution d'engins lourds et très encombrants,...etc.

Aussi les dispositifs d'instrumentation mis en place dans cette zone doivent-ils avoir été conçus pour fonctionner longtemps dans ces conditions tout en conservant leurs qualités de précision et de fiabilité.

### c) Ne pas gêner l'avancement

Bien évidemment l'auscultation visant à apporter une aide à la décision quant au pilotage du chantier et aux adaptations à apporter aux méthodes, ne doit pas par ailleurs constituer un handicap pour la progression de l'avancement et une gêne pour l'exécution des tâches au front.

Une telle exigence conduit à préconiser des systèmes de mesure ne nécessitant pas d'arrêt de l'avancement soit grâce à des interventions durant des temps morts de l'activité au front (changement de poste par exemple), soit grâce à un matériel adapté (actuellement les mesures de convergence par topographie remplacent de plus en plus les mesures au distancemètre au fil invar qui nécessitaient de libérer totalement le tunnel).

- mesure du déplacement radial absolu en paroi et dans le terrain (convergence "absolue"),
- tassements et inclinométrie.

### b) En contrainte

- pression exercée par le terrain sur le soutènement,
- pression exercée par le soutènement sur le revêtement,
- contraintes dans le soutènement (boulons, cintres, béton projeté),
- contraintes dans le revêtement (béton coffré).

### c) En hydrogéologie

- suivi de l'évolution des débits d'eau,
- mesure de la piézométrie en continu.

Pour la plus grande partie, ces mesures sont effectuées depuis l'intérieur du tunnel (convergence "relative", convergence "absolue", cellules de pression totale, extensomètres à corde vibrante, suivi des débits des venues d'eau,...etc) ; mais parfois l'auscultation ne peut être réalisée que depuis la surface comme c'est le cas par exemple pour le suivi des déformations de surface (tassements) par nivellement et (ou) tassomètres ou pour le suivi des piézomètres.

## 3.2 - Moyens mis en œuvre

Les principales mesures actuellement faites de manière courante dans les tunnels sont les suivantes :

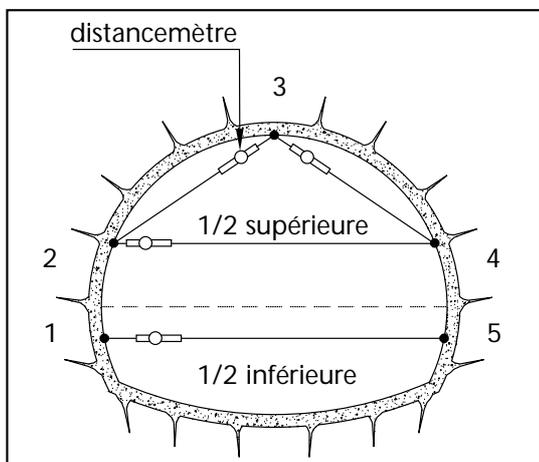
### a) En déformation

- mesure du déplacement radial relatif en paroi (convergence "relative"),

### 3.2.1 - En déformation

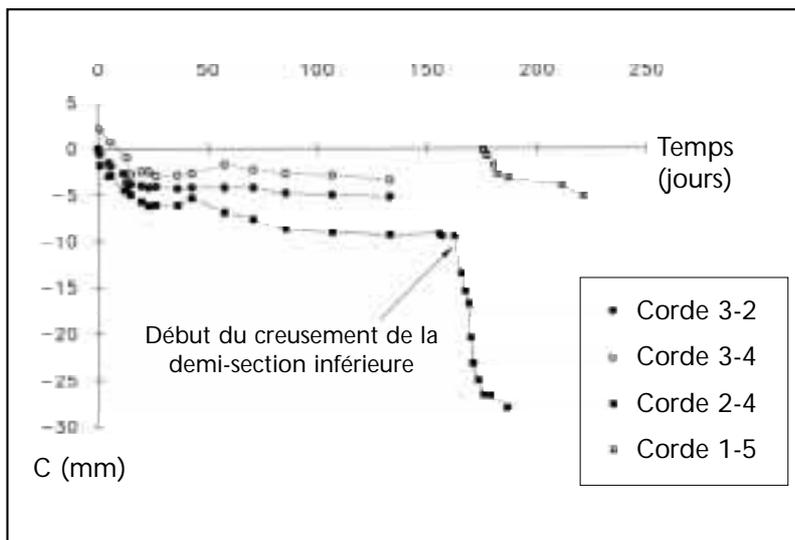
#### a) Convergence "relative" (figure 3.1)

Classiquement la mesure du déplacement radial se fait par la mesure de convergence "relative" qui consiste en la mesure entre deux plots fixés à l'intrados de l'excavation de la variation de la longueur de la corde ainsi définie, la mesure de la convergence relative donne ainsi la somme des déplacements radiaux de chacun des points.



▲ Fig. 3.1a

*Profil de mesures de convergence*



▲ Fig. 3.1b

*Courbes de convergence*

Cette mesure peut être réalisée soit à la canne télescopique pour les petites galeries soit au moyen d'un distance mètre à fil invar ou à ruban ou par méthode optique pour les plus grandes sections.

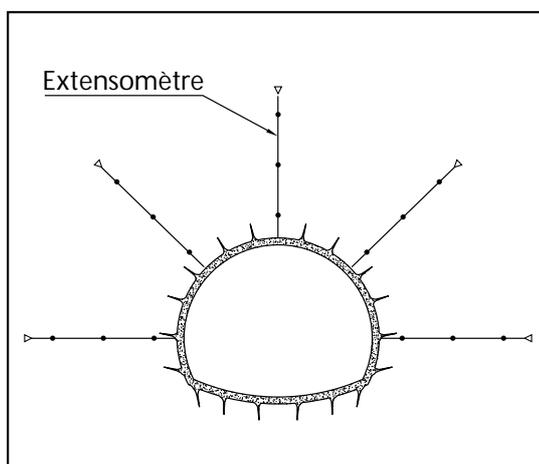
### b) Convergence "absolue"

La mesure de la convergence dite absolue consiste à mesurer le déplacement radial d'un point situé à la paroi de l'excavation ou dans le terrain, par référence à un point supposé fixe plus en profondeur dans le massif.

Cette mesure est facilement réalisée en section courante au moyen d'extensomètres de type : tritige ou distofoir, mis en place dans un forage d'une profondeur de l'ordre de 6 à 12 mètres (figure 3.2). La mesure n'est véritablement absolue que si le point d'ancrage extrême de l'extensomètre est fixe.

Au front il doit être fait appel à des techniques permettant de suivre la déformation du terrain en avant du front de taille en dépit de la progression vers l'avant de ce front. Il a notamment déjà été utilisé des extensomètres à tiges coulissantes, maintenues en service au fur et à mesure de l'élimination des tronçons successifs. Le recours à des extensomètres à fibre optique fait l'objet de recherches. Des progrès sont à faire pour pouvoir généraliser ce type de mesure sans gêne importante pour le chantier.

Avec la convergence absolue on peut également évoquer la mesure de déformations à proximité du tunnel et en fonction de la progression du front de taille. Ainsi pour connaître les déplacements induits par le creusement au sein du massif encaissant il peut être installé en avant du front de taille et soit dans l'axe soit de manière déportée par rapport à cet axe, des inclinomètres et (ou) des tassomètres (figure 3.3).



▲ Fig. 3.2

**Profil de mesures extensométriques dans le terrain**

### c) Tassements

Les déformations de la surface du terrain (tassements) sont suivies soit par nivellement topographique, soit par nivellement topographique et mesures en profondeur au moyen de tassomètres.

Des mesures de nivellement des soutènements (appui des cintres, des prévoûtes, ...) peuvent également être effectuées.

## 3.2.2 - En contrainte

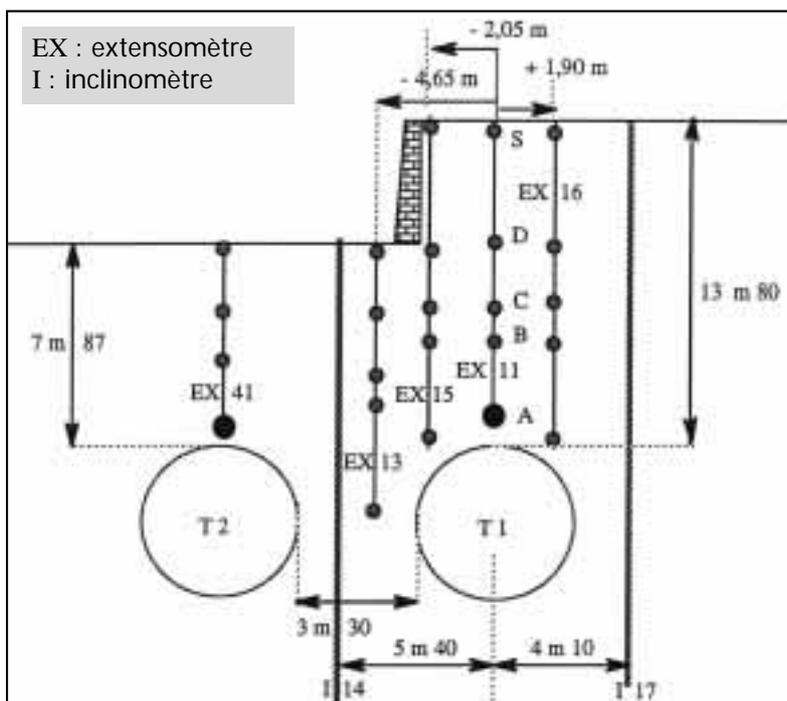
### a) Pression exercée par le terrain

Les pressions radiales exercées par le terrain sur le soutènement ou le revêtement sont mesurées au moyen de cellules de pression totale mises en place à l'interface terrain-soutènement (ou revêtement), le suivi des mesures se faisant à partir d'un boîtier implanté dans une niche de sécurité par exemple.

Il convient de rappeler que ce type de mesure est difficile à réaliser. Pour juger de la dispersion des résultats et pouvoir s'affranchir des effets locaux, il est nécessaire de mettre en place un nombre suffisant de cellules.

### b) Mesure de contrainte

Les mesures de contrainte dans le soutènement ou le revêtement se font le plus couramment au moyen de mesures extensométriques de type : cordes vibrantes ou jauges électriques.



▲ Fig. 3.3

**Exemple d'instrumentation depuis la surface**

### 3.2.3 - En hydrogéologie

Le suivi hydrogéologique consiste en :

- d'une part la surveillance de l'évolution des débits d'eau à l'intérieur du tunnel, venues d'eau ponctuelles, drains, captages, exhaure générale, ...etc,
- et d'autre part la surveillance des effets du creusement du tunnel sur l'environnement hydrogéologique réalisée au travers d'un suivi piézométrique en surface à partir de piézomètres ou de puits,
- dans certains cas, des analyses d'eau sont utiles pour préciser la provenance des eaux ou l'existence de circulation d'eau susceptibles d'entraîner des dissolutions.

## 3.3 - Acquisition et exploitation des données

Les techniques actuellement disponibles en ce qui concerne l'acquisition des données (capteurs, scrutation automatique...), leur transmission et leur dépouillement doivent être mises à profit pour faire de l'auscultation un élément essentiel de la conduite des chantiers en terrain difficile.

*On peut se référer notamment aux publications du projet national ITELOS :*

- *Télésurveillance des ouvrages d'art et des sites,*
- *Guide méthodologique (de la surveillance à la télé-surveillance) (Editions KIRK, 1994).*

# 1 - Tranchées couvertes

## 1.1 - Description

Lorsque le profil en long d'un projet de tunnel fait apparaître une faible couverture au-dessus de la voûte (en général inférieure à un diamètre), il peut être économique de réaliser l'excavation en tranchée couverte, à condition que le site de surface soit libre de toute construction ou édifice ou d'autres contraintes dues à l'environnement. La couverture de la tranchée pendant les travaux permet de réduire la gêne pour l'environnement et de rétablir les possibilités de circulation en surface.

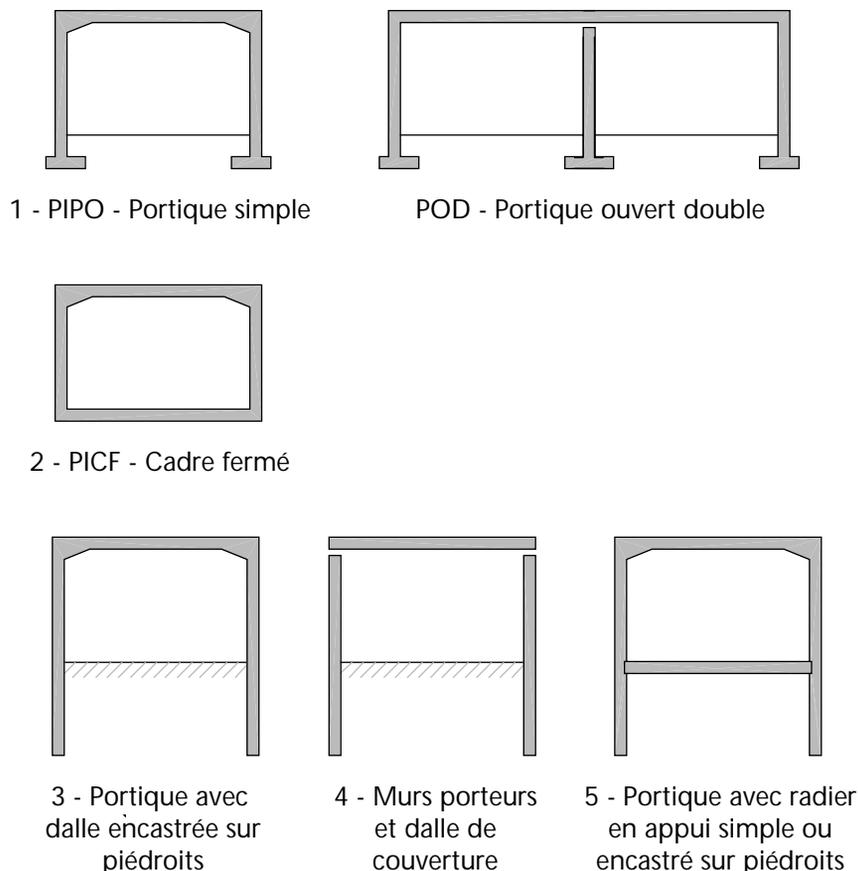
En site urbain, en présence d'une nappe phréatique (cas fréquent) cette méthode permet de limiter la

profondeur de fouille à 6 ou 7 mètres et d'éviter le plus souvent les terrassements dans l'eau.

Elle conduit le plus souvent à un profil de tunnel rectangulaire. Cependant on peut adopter un profil voûté afin par exemple d'assurer la continuité d'un ouvrage construit partie en tranchée couverte, partie en tunnel creusé, ou pour supporter un poids de terre significatif. Mais, dans ce cas, le coût de la tranchée couverte peut atteindre ou dépasser celui d'un tunnel creusé et elle peut perdre de son intérêt.

### 1.1.1 - Types de structures

Les principaux profils rencontrés sont les suivants (figure 4.1.1) :



▲ Fig. 4.1.1

*Types de structures de tranchées couvertes*

### • Cadre auto-portant en béton armé

Cette structure convient bien dans le cas où l'ouvrage se trouve entièrement dans la nappe. Elle peut s'imposer si la construction d'un ouvrage à un niveau inférieur est envisagée dans le futur.

### • Section en auge avec dalle de couverture

Ce profil peut être choisi si l'ouvrage est atteint par la nappe sans qu'il y ait submersion. Il est couramment adopté lorsque le soutènement est provisoire (palplanches) ou lorsqu'il ne participe pas directement à la stabilité de l'ouvrage (méthode berlinoise par exemple).

### • Portique en béton armé ou en béton précontraint

Généralement utilisée lorsque l'ouvrage est entièrement au-dessus de la nappe, il est néanmoins possible d'adopter cette structure en présence d'eau, à condition de pouvoir réaliser une boîte étanche constituée par des parois longitudinales et transversales s'appuyant sur un substratum imperméable.

### • Murs porteurs avec dalle de couverture

Cette solution qui s'apparente à la précédente est d'une plus grande souplesse à l'exécution mais nécessite des joints supplémentaires.

## 1.1.2 - Soutènement des fouilles

En ville, l'espace restreint pour le passage des souterrains ou tranchées à faible profondeur oblige à réaliser des talus verticaux en terrain souvent meuble. Différents procédés de réalisation de ces murs de talus peuvent être utilisés ou toute combinaison d'entre eux.

Les descriptions qui en sont données ci-après sont très succinctes. On se reportera aux ouvrages spécialisés pour ce qui concerne les problèmes liés aux difficultés techniques évoquées et notamment leur capacité à maîtriser les déformations du terrain.

### 1.1.2.1 - Parois moulées

La paroi moulée assure simultanément les fonctions de soutènement et d'étanchéité latérale en phase de travaux.

Les phases de construction sont les suivantes :

**1** - Réalisation depuis la plateforme de travail d'une présaignée ou de "murettes guides" qui ont pour fonction :

- de matérialiser l'implantation,
- de favoriser le guidage des matériels de foration,
- de servir d'appui pour les manoeuvres (tubes ser-

vant à créer les joints),

- d'assurer la stabilité des terrains en tête de tranchée.

**2** - Perforation, qui se fait à l'aide de bennes de différents types (bennes à câbles, bennes à Kelly). Les largeurs usuelles vont de 0,5 à 1 m, la profondeur atteinte pouvant être de 20 à 30 mètres, parfois davantage.

Cette perforation peut se faire à sec en conditions favorables, mais le plus souvent sous charge de boue bentonitique, afin d'assurer la stabilité de la tranchée.

**3** - Descente de la cage d'armature, en un ou plusieurs éléments.

**4** - Bétonnage au tube plongeur.

La paroi est généralement réalisée par la technique des panneaux alternés :

- creusement, ferrailage, puis bétonnage des panneaux d'ordre impair, avec mise en oeuvre de tubes joints,

- arrachage de tubes joints, creusement, ferrailage et bétonnage des panneaux d'ordre pair.

Si la paroi moulée est intégrée dans la structure définitive, elle aura un rôle porteur. Le calcul de stabilité sous charge verticale peut conclure à une fiche supérieure à celle nécessitée par la fonction de soutènement.

Plutôt que de prévoir un approfondissement généralisé de la paroi, on peut alors réaliser des parois à "jambes de pantalons" constituées de panneaux de profondeur variable. Cette technique permet également dans certains cas de réduire l'effet de barrage créé par l'ouvrage dans une nappe aquifère.

Suivant la hauteur et l'encombrement admissible pour la réalisation de l'ouvrage définitif, les parois peuvent, si nécessaire, être ancrées ou butonnées.

### 1.1.2.2 - Parois préfabriquées

Les avantages de la préfabrication ont été mis à profit dans cette technologie qui dérive de celle des parois moulées.

Les phases de construction d'une paroi préfabriquée sont alors :

**1** - Réalisation des murettes guides : elles doivent permettre une mise en place précise des éléments préfabriqués.

**2** - Perforation avec les mêmes matériels que ceux utilisés pour des parois moulées classiques.

La perforation se fait avec une boue bentonitique qui est ensuite remplacée par un coulis à base de ciment.

Une variante consiste à forer directement en utilisant un coulis boue-ciment ou coulis autodurcissant, dont le durcissement est retardé par l'ajout de divers additifs.

3 - Descente et positionnement des panneaux préfabriqués dans la tranchée. Des dispositifs de guidage permettent d'obtenir un bon alignement des panneaux et de mettre en oeuvre des joints d'étanchéité (waterstop).

La paroi préfabriquée présente divers avantages par rapport à la paroi moulée classique :

- contrôle de qualité de la paroi plus aisé,
- meilleure résistance du béton ce qui permet, à moment de flexion égal, d'avoir des épaisseurs moindres (une paroi préfabriquée de 0,35 m a sensiblement les mêmes performances qu'une paroi moulée de 0,60 m),
- meilleur aspect des surfaces (suppression du ragréage et du recépage),
- possibilités d'obtention d'une bonne étanchéité, avec cependant des difficultés au niveau des joints entre éléments.

La paroi préfabriquée est bien appropriée à la réalisation de tranchées couvertes par la technique du terrassement en souterrain : raccordement aisé de la dalle de couverture sur des aciers en attente, réservation dans les panneaux au niveau des radiers.

Certains panneaux peuvent comporter des niches intégrées.

On doit cependant souligner les limitations du procédé :

- le coût élevé d'une centrale de préfabrication ne peut être amorti que par un linéaire important de parois,
- les dimensions des panneaux sont limitées par leur poids (environ 400 kN avec les matériels de levage actuel). Cela restreint les possibilités d'utilisation pour des tranchées profondes.

### 1.1.2.3 - Rideaux de palplanches

Les rideaux de palplanches sont utilisés en soutènement provisoire ou permanent. Cette technique est applicable dans tous les terrains meubles.

Ces rideaux sont autostables pour une hauteur de terre à soutenir de 3 à 4 mètres. Au delà ils doivent être ancrés ou butonnés. L'un des avantages de cette technique est la rapidité d'exécution. Par contre leur utilisation peut poser des problèmes particuliers en site urbain en raison des nuisances créées par le fonçage à proximité d'habitations :

- nuisances sonores, plus importantes avec les techniques de battage qu'avec celles de fonçage,
- nuisances liées aux vibrations transmises par le sol, variables selon les sites. Il est recommandé de respecter une distance de 3 mètres entre le rideau à battre et les façades des immeubles.

Pour des ouvrages permanents, des précautions sont à prendre vis-à-vis des altérations par corrosion (surépaisseur d'acier, revêtements bitumineux, peintures...).

Les conditions de réalisation d'un encastrement des dalles de couvertures sur les piédroits sont plus délicats à réaliser que dans une technique de paroi.

### 1.1.2.4 - Parois berlinoises et techniques dérivées

Cette technique de réalisation de soutènement provisoire consiste à mettre en place dans le terrain des profilés verticaux généralement métalliques espacés de 2 à 4 mètres les uns des autres puis à terrasser en blindant au fur et à mesure le parement de la fouille au moyen de plaques s'appuyant sur ces profilés.

Généralement les profilés sont descendus dans des forages et scellés dans du béton sur leur hauteur située sous le fond de fouille futur. Le blindage est constitué de planches en madriers, de dalles en béton ou de béton projeté.

Les conditions d'emploi de la méthode sont :

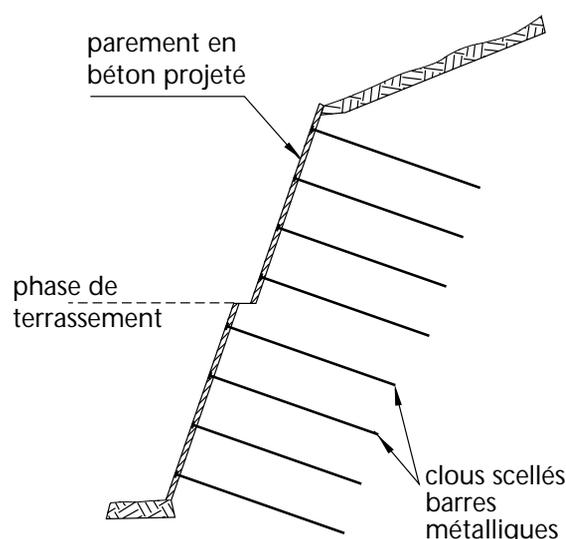
- pas d'eau ou peu d'eau et sol stable aux écoulements,
- terrain non boulant.

Dès que la hauteur du soutènement dépasse plusieurs mètres, les profilés doivent être ancrés par un ou plusieurs lits de tirants.

Il existe diverses variantes de cette technique, notamment la paroi "parisienne" dans laquelle le profilé est un poteau préfabriqué en béton avec des armatures en attente qui peuvent être ultérieurement déployées et liaisonnées au blindage. On peut ainsi réaliser une paroi à caractère permanent.

### 1.1.2.5 - Soutènement par clouage

(figure 4.1.2)



▲ Fig. 4.1.2

*Coupe transversale de paroi clouée et phase de construction*

La technique du clouage permet la réalisation d'exca-  
vations à parement vertical ou incliné, stabilisées par  
la mise en place d'armatures subhorizontales placées  
dans le massif au fur et à mesure du terrassement.

Le domaine d'emploi est à peu près le même que  
celui des parois berlinoises, il s'agit donc dans la  
majorité des cas de soutènements provisoires.

La construction d'une paroi clouée s'effectue par  
tranches successives comportant trois phases :

- le terrassement du sol sur une hauteur générale-  
ment comprise entre 1 et 2 mètres,
- la réalisation d'une "peau" en parement le plus sou-  
vent constituée de béton projeté,
- la mise en oeuvre des clous, soit par scellement de  
barres dans des forages, soit par battage ou vibro-  
fonçage de profilés métalliques.

La technique est applicable dans la plupart des ter-  
rains, à condition qu'ils soient situés hors nappe (ou  
éventuellement drainés) et non bouillants. Elle est  
cependant à éviter dans les argiles en raison des  
faibles valeurs du frottement latéral sol-clou dans ces  
terrains.

Selon la technique utilisée (forage ou battage) et la  
nature de sol, les longueurs et densité de clous sont  
variables : longueur comprise entre 0,6 et 1,2 H  
(H : hauteur du soutènement), de 2 clous par mètre  
carré de parement à 1 clou pour 6 mètres carrés.

Un avantage de cette technique est le faible encom-  
brement de chantier, ce qui permet une progression  
parallèle du soutènement et des travaux de terrasse-  
ments généraux.

Il faut naturellement disposer des emprises néces-  
saires à la mise en place des clous, ce qui peut rédui-  
re les possibilités d'emploi en site urbain.

#### 1.1.2.6 - Autres méthodes

- L'ancienne méthode de fouille blindée est d'un  
emploi limité à des chantiers de peu d'importance,
- Les pieux forés, jointifs ou sécants, peuvent être  
réalisés même si le substratum est très résistant,
- Le jet grouting a parfois été utilisé,
- les techniques d'injection, voire de congélation sont  
un complément intéressant.

### 1.1.3 - Terrassements

Le choix de la méthode de terrassement se fonde  
essentiellement sur la nécessité -ou non- de mainte-  
nir, en site urbain, les possibilités de circulation de  
surface. Selon les cas le terrassement peut se faire :

- à ciel ouvert entre les deux parois de soutènement  
préalablement réalisées,
- en souterrain après avoir réalisé d'abord les pié-  
droits puis la dalle de couverture.

## 1.1.4 - Principaux éléments de l'ouvrage

### 1.1.4.1 - Radier

Un radier est souvent nécessaire même si l'ouvrage  
est au-dessus de la nappe lorsque des tassements dif-  
férentiels ou des gonflements sont à craindre.

Il est ordinairement exécuté en béton armé et calculé  
selon les cas :

- pour servir de lest à l'ouvrage et résister aux sous-  
pressions de la nappe lorsque l'ouvrage est situé dans  
l'eau ;
- pour supporter l'ensemble de l'ouvrage (cas d'un  
profil cadre, d'une section en auge) ;
- comme une poutre prenant appui sur des fondations  
profondes (cas de fondations sur pieux, sur parois  
moulées).

Si l'ouvrage doit satisfaire à plusieurs de ces condi-  
tions de calcul, son épaisseur peut devenir très impor-  
tante (jusqu'à 1,50 m et plus).

### 1.1.4.2 - Piédroits

Dans certains cas, les murs de piédroits sont obliga-  
toires (fouilles blindées, pieux forés, méthode berli-  
noise, etc...). Pour les palplanches, un bardage en  
béton peut être mis en oeuvre. Pour les parois mou-  
lées, un ragréage est suffisant. Mais dans ces deux  
derniers cas, il est aussi possible de construire un  
mur de piédroit à l'intérieur des parois de soutène-  
ment.

### 1.1.4.3 - Dalle de couverture

Elle est en béton armé ou en béton précontraint.

Suivant les charges et la portée, c'est une dalle à  
épaisseur constante (alvéolée ou non) ou une dalle  
nervurée.

### 1.1.4.4 - Paroi médiane (cas d'un ouvrage à chaussées séparées)

Elle peut être conçue :

- en éléments continus : paroi moulée continue,  
simple mur intermédiaire d'une section en auge, etc...
- en éléments discontinus moulés sur place ou préfa-  
briqués : paroi moulée discontinue, poteaux s'ap-  
puyant sur pieux de grand diamètre, etc...

Dans ce dernier cas, il peut être intéressant d'effec-  
tuer ensuite un simple remplissage entre éléments  
pour obtenir une séparation totale des deux sens de  
circulation qui permet de bénéficier du plein effet de  
pistonement des véhicules et qui peut apporter des  
économies importantes sur le poste "ventilation".

### 1.1.4.5- Etanchéité

Lorsque les parois latérales n'ont qu'une fonction de soutènement provisoire, on peut réaliser dans de bonnes conditions l'étanchéité du cadre en béton armé placé à l'intérieur.

On se reportera au chapitre 5 "Etanchéité et revêtement" du dossier pilote pour la description des solutions envisageables.

Lorsque les parois de soutènement sont intégrées à la structure, l'étanchéité est généralement de type intérieur (intradós). L'étanchéité entre panneaux préfabriqués est assurée par des joints en néoprène introduits lors de la pose dans des réservations prévues dans les chants verticaux des panneaux et qui peuvent être ensuite injectés de coulis (dispositif de joint étanche gonflable). On peut par ailleurs assurer l'étanchéité du cadre soit par un système intérieur à base de résine, soit par des feuilles PCV placées sous les radiers et raccordées aux piédroits selon des dispositions technologiques particulières.

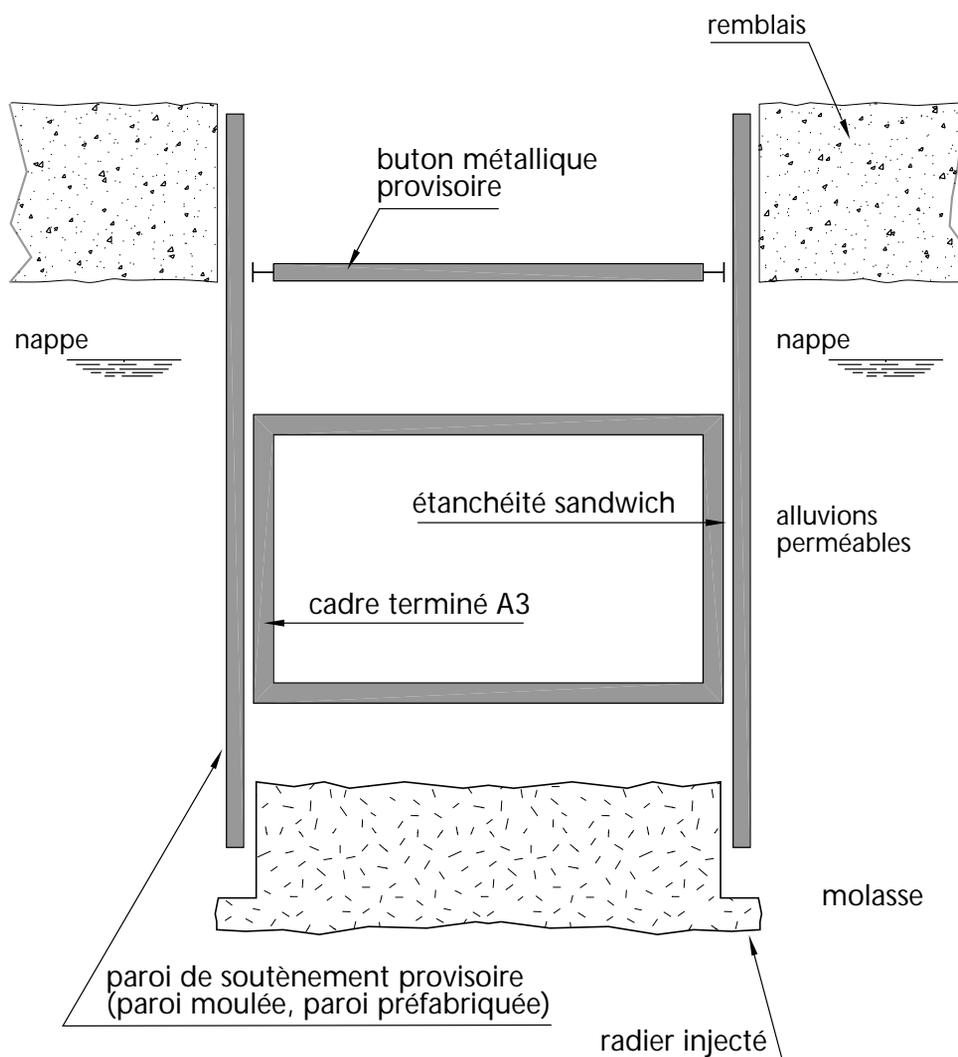
Dans le cas d'une voûte en béton, l'étanchéité est supportée par l'extrados, avant remblaiement.

## 1.2 - Domaine d'application

### 1.2.1 - Qualité du terrain encaissant - Caractères des diverses méthodes de soutènement

Le tableau ci-après récapitule les différents procédés de soutènement de fouilles en précisant les terrains qui leur sont favorables, les principaux caractères des méthodes ainsi que les modes de fondations qu'elles supposent.

En règle générale, ces méthodes peuvent être envisagées avec un rabattement de nappe lorsqu'il est nécessaire. Dans le cas de rideaux de palplanches ou de parois moulées on peut avoir intérêt à ficher leur pied dans un niveau imperméable lorsqu'il existe à une profondeur économique. Si le terrain perméable règne jusqu'à grande profondeur, le recours à un sous-radier injecté peut être nécessaire pour limiter le pompage (figure 4.1.3).



▲ Fig. 4.1.3

*Réalisation d'un cadre fermé en terrain aquifère avec soutènement provisoire et radier injecté*

## 1.2.2 - Environnement

Les tranchées couvertes sont essentiellement réalisées en zone urbaine et supposent un site de surface libre de toute construction. Ainsi, dans le cœur des villes, l'implantation de telles tranchées couvertes est-elle limitée strictement au tréfonds de la voirie de surface.

La conservation de sites pittoresques peut, en rase campagne, imposer de recouvrir certaines parties d'ouvrages.

Dans certains cas, l'incidence des tranchées couvertes par rapport à l'écoulement des nappes souterraines doit être prise en compte.

Pour limiter les impacts du chantier en milieu urbain, il est parfois procédé au coulage de la dalle supérieure dès achèvement des parois moulées, le creusement étant ensuite réalisé en sous-oeuvre.

## 1.3 - Précautions d'emploi et performances

La principale difficulté provient plutôt du site que du procédé. En zone urbaine, les opérations d'implantation des installations, d'évacuation des déblais et de bétonnage sont toujours compliquées. Le maintien des

circulations de surface oblige, de plus, à effectuer les travaux avec promptitude et à prévoir des ouvrages provisoires onéreux.

D'autres difficultés peuvent surgir lors de la construction des murs de soutènement, notamment en cas de rencontre d'obstacles souterrains (réseaux non repérés, anciennes constructions, fontis...). Il y a intérêt, en la matière, à tout mettre en oeuvre pour améliorer l'exactitude des plans des réseaux souterrains existants. Leur déplacement est une lourde sujétion.

Les délais d'exécution des soutènements de talus verticaux varient rapidement selon l'importance des moyens de chantier mis en oeuvre et la résistance des terrains rencontrés. Le nombre d'attaques peut être limité par des considérations d'environnement et de parc à matériel.

Pour ces raisons, la solution souterraine en tunnel reste compétitive, car elle permet (à condition que soient prises les précautions nécessaires de traitement des sols et de stabilité des immeubles) de s'affranchir des problèmes de surface et d'adopter des tracés en plan beaucoup plus souples et directs.

Cela est encore plus vrai depuis le développement du bouclier à confinement qui permet de passer dans des terrains extrêmement difficiles (boulants et aquifères) à des profondeurs importantes.

Le recours aux tranchées couvertes à proximité d'habitations n'élimine pas totalement les risques d'affaissements et suppose en conséquence que soient prises toutes précautions à cet égard (rigidité suffisante du soutènement de fouille, reprise en sous-oeuvre des fondations d'immeubles, traitement des terrains...).

Méthode de soutènement	Domaines d'emploi	- Nature de terrains - Conditions hydrauliques	Avantages	Inconvénients
Fouilles blindées butonnées	- réalisation des piédroits - petits ouvrages	- terrains hors nappe non bouillants	- méthode d'intervention en emprises limitées	- délais importants
Parois Berlinoises	- soutènement provisoire des fouilles	- terrains meubles ou durs compatibles avec des techniques de forage de pieux - terrains secs ou pouvant être drainés facilement	- méthode souple, très fréquente en site urbain, - peu coûteuse - pas de limitation de profondeur (possibilité de plusieurs niveaux de butonnage ou d'ancrage) - sert de coffrage pour le cadre intérieur	- comparer le coût du soutènement provisoire + cadre intérieur avec celui de parois intégrées dans la structure.
Parois clouées	- soutènement provisoire	- terrains meubles non bouillants ou roche tendre. - à éviter dans les argiles. - terrain hors nappe ou pouvant être drainé.	- méthode souple, mise en œuvre simultanément au terrassement + matériel léger. - peu coûteuse en terrain favorable	- nécessité d'emprises disponibles
Rideaux de palplanches	- soutènement provisoire ou permanent	- terrains meubles	- pas de décompression des terrains - écran semi-étanche.	- nuisances pour les riverains (bruit - vibrations) - limitations de battage : terrain dur - vestiges d'ouvrages souterrains. - en règle générale palplanches non récupérables.
Parois moulées	- soutènement permanent	- adaptable à tous les terrains sauf rocher, - possibilité de travailler dans la nappe	- pas de décompression des terrains, pas de limitation en profondeur. - possibilité d'intégrer le soutènement dans la structure définitive - permet de réaliser la couverture avant les gros travaux.	- nécessite une plateforme de travail horizontale - matériel lourd - raccordement des radiers - ne permet pas une étanchéité extérieure.
Parois préfabriquées	- soutènement permanent	- idem parois moulées	- larges possibilités d'intégration à la structure (réservations dans les panneaux) - aspect fini - qualité du béton	- nécessite une centrale de préfabrication et un stockage de panneaux (surface > 1000 m <sup>2</sup> ) - dimension des panneaux limitée par la capacité de manutention à 400 kN
Jet Grouting			- possibilité de parois composites : paroi de soutènement prolongée par une paroi d'étanchéité	

## 1.4 - Bibliographie

### ◆ Références réglementaires

- Fascicule 65A Exécution des ouvrages en béton armé et en béton précontraint par post-tension
- Fascicule 67 Titre I - Etanchéité des ponts routes support béton de ciment
- Fascicule 67 Titre III - Etanchéité des ouvrages souterrains
- Fascicule 68 Exécution des travaux de fondations des ouvrages de Génie Civil
- Fascicule 74 Construction des réservoirs et châteaux d'eau en béton armé, en béton précontraint ou en maçonnerie et des ouvrages annexes
- N.F.P. 18-334 Hydrofuges de masse
- D.T.U. 14-1 Travaux de cuvelage
- D.T.U. 43-1 Travaux d'étanchéité des toitures terrasses avec éléments porteurs en maçonnerie

### ◆ Guides

- PIPO 74 Passage inférieur en portique ouvert
- P.S.G.N. 77 Passages souterrains à gabarit normal
- STER 81 Surfaçage Etanchéité et couches de roulement des tabliers d'ouvrages d'art.
- Mur 73 Ouvrages de soutènement
- Recommandations Clouterre 1991
- Guide pour la conception générale du Génie Civil des tranchées couvertes (SETRA-DREIF-CETU) - à paraître.

## 2 - Tunnels immergés

### 2.1 - Description

Pour les traversées sous-fluviales ou sous-marines, on peut utiliser des caissons préfabriqués métalliques, en béton armé ou précontraint, voire mixtes. La solution préférée en France est la solution du béton précontraint (parfois dans les trois directions).

Ces caissons de section transversale circulaire ou - plus généralement - rectangulaire, peuvent avoir des dimensions importantes (de 30 à 130 m de long et de 10 à 30 m de large). Leur mise en place peut s'effectuer de deux façons :

- Construction des caissons en place dans des enceintes asséchées préalablement à l'abri de batardeaux et d'injections ;
- Préfabrication à sec de caissons dans une enceinte ou sur un quai, puis flottaison et immersion jusqu'au fond (éventuellement préparé) d'une souille préalablement terrassée.

### 2.2 - Domaine d'application

Le choix de la méthode de traversée d'un fleuve ou d'un bras de mer suppose un bilan économique comparatif difficile, entre pont, tunnel creusé et tunnel immergé.

Le développement de la méthode du bouclier à confinement (cf. annexe 12) tend à limiter l'emploi des tunnels immergés à certains cas particuliers :

- largeur importante et/ou longueur faible à moyenne,
- profondeur faible possible,
- faibles sujétions d'environnement,
- forte hétérogénéité des terrains rendant difficile l'utilisation d'un bouclier à confinement.

En général, si les prévisions de trafic routier (ou les réglementations envisagées) permettent de retenir

des pentes et des rampes fortes, la solution utilisant des caissons immergés conduit à la solution de longueur la plus faible (sauf par rapport à une solution aérienne avec un faible gabarit de navigation).

### 2.3 - Précautions d'emploi des caissons immergés

Les caissons immergés ne constituent une solution possible que s'ils respectent un tirant d'eau suffisant pour la navigation fluviale ou maritime.

Par ailleurs, l'étude détaillée des accès et des rives est un élément indispensable pour prendre en compte la totalité de l'ouvrage.

Au point de vue du tracé en plan, à défaut d'avoir un tracé rectiligne (supprimant les surlargeurs), la courbure doit être constante afin de permettre la fabrication de caissons identiques.

Sur le plan technique, ils comportent de nombreuses difficultés :

- terrassement, traitement et maintien en état du fond de souille ; il convient que les études aient parfaitement défini la méthode de terrassement à employer et les conditions de stabilité de la souille, notamment en cas de présence de sols fins et courants violents,
- stabilité des appuis aux berges,
- raccordement aux ouvrages d'extrémité pouvant être réalisé selon d'autres procédés (tranchée couverte, tunnel creusé),
- immersion des caissons (courants ...),
- assemblage des caissons et étanchement aux joints. Il convient de prendre en compte les phénomènes de tassement différentiel et de dilatation thermique et de prévoir des possibilités de suivi et de réparation.
- si le transit des matières dangereuses était autorisé cela ne peut être qu'après avoir vérifié que la structure du caisson résistera à un incendie "éventuel" correspondant, il est normalement exclu d'accepter les

matières explosives, bien qu'on ait constaté des exceptions (tunnel de Liefkenshoek à ANVERS, ce qui a conduit à des renforcements significatifs).

- étanchéité propre des caissons supposant une pré-fabrication très soignée.

Le calcul des caissons doit prendre en compte les efforts qui seraient dus aux tassements différentiels de la fouille, le poids propre des caissons, les pressions d'eau et les éventuelles surcharges. La stabilité en place doit être assurée par un lestage suffisant ou éventuellement par des ancrages.

La pérennité des structures vis à vis des eaux agressives (notamment eaux polluées d'estuaire ou eaux de mer) doit être évaluée.

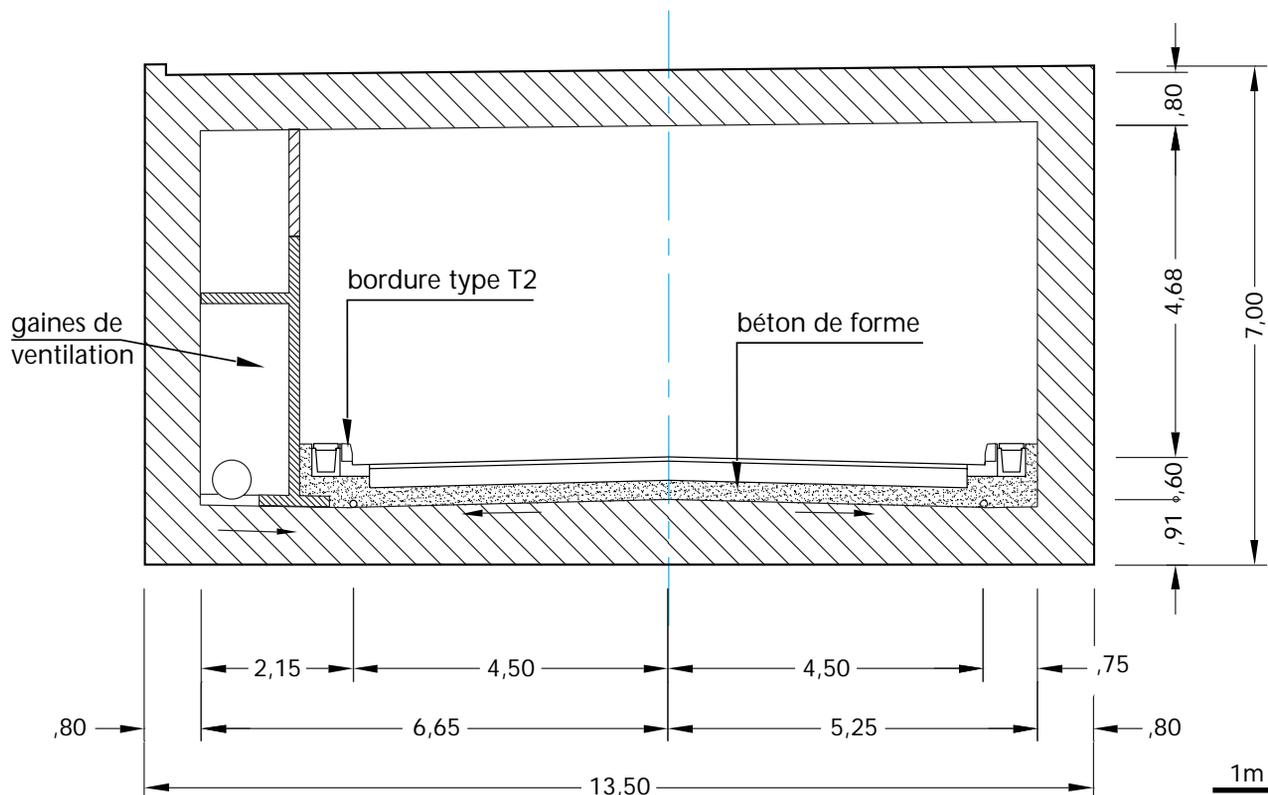
## 2.4 - Coûts

Les coûts des ouvrages souterrains en caissons immergés sont très variables, à cause des terrassements de la souille et de la réalisation des accès. Les coûts sont généralement à comparer à ceux de tunnels en terrain difficile, réalisés avec bouclier à confinement.

L'optimisation du coût doit minimiser les surfaces nécessitées par les équipements (en particulier conduits de ventilation qui doivent de préférence être latéraux).

## 2.5 - Bibliographie

- ◆ Immersed and Floating Tunnels - International Tunnelling Association, Tunnelling and Underground Space Technology - Volume 12, n° 2, Avril 1997.

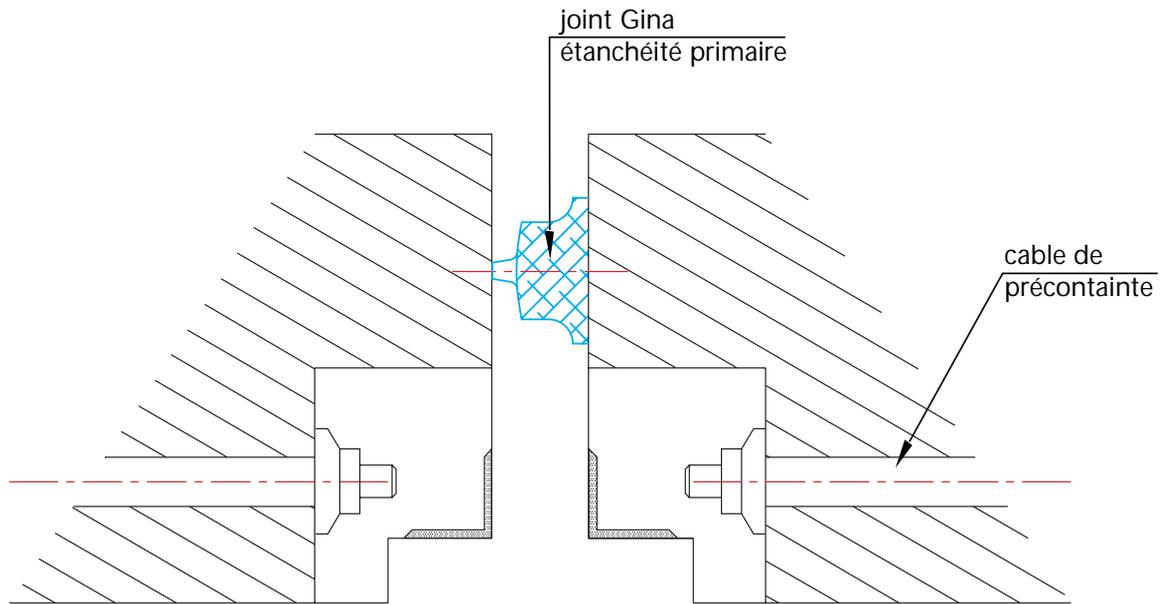


▲ Fig. 4.2.1

*Profil en travers de la section immergée sous le vieux port - Tunnel de Bastia*

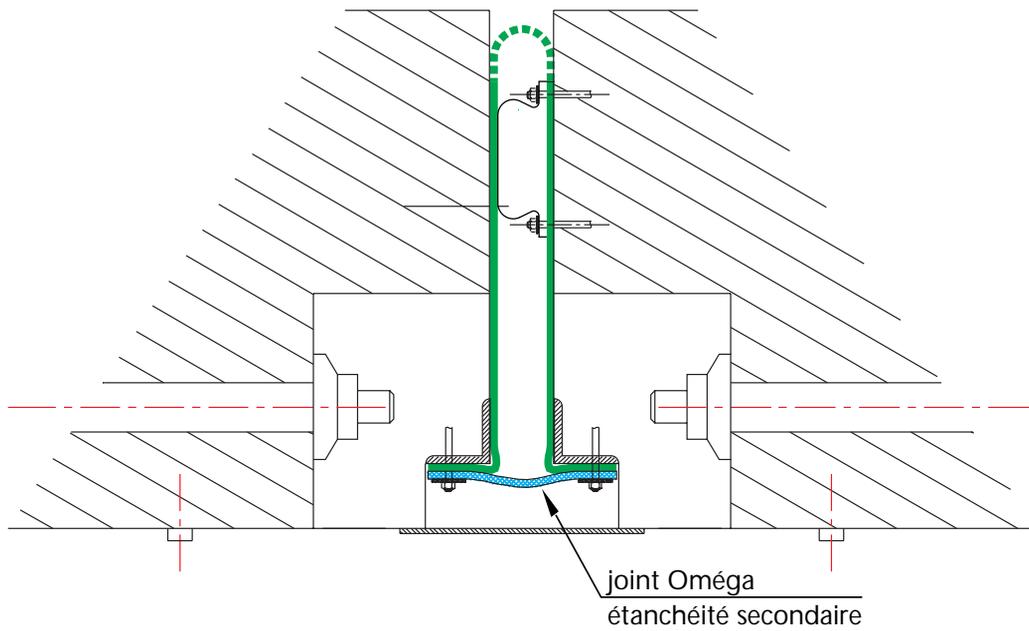
Phase de mise en place d'un caisson

coté mer



Phase définitive

coté mer



▲ Fig. 4.2.2

Détails des joints entre caissons - Tunnel de Bastia

## 3 - Creusement des puits et galeries inclinées

### 3.1 - Description

Sont concernés par cette annexe tous puits ou galeries inclinées nécessités par l'exploitation de l'ouvrage (puits ou galerie de ventilation) ou sa construction (puits de reconnaissance, puits ou galerie d'accès aux travaux).

Par galerie inclinée, on entend toute galerie de pente comprise entre 10 et 45° pour lesquelles des dispositions de sécurité particulières sont requises pour les matériels y évoluant. Au delà de 45° il s'agit de puits.

Les méthodes utilisées pour le creusement des puits sont très diverses. Elles varient en fonction de la nature des terrains, de la présence ou non de venues d'eau, de la profondeur des ouvrages, de leur géométrie (section, inclinaison), de l'équipement des entreprises... On peut néanmoins les regrouper en trois familles :

- les méthodes directes de creusement en puits,
- les méthodes de creusement en cheminée,
- les méthodes mixtes utilisant un avant-trou.

#### 3.1.1 - Les méthodes directes de creusement de puits

Ces méthodes comportent toutes le creusement du puits en pleine section du haut vers le bas, les déblais étant remontés à la surface au moyen d'une machine d'extraction. A partir d'une certaine profondeur, le puits doit être équipé à cet effet au fur et à mesure de l'avancement.

- L'excavation est effectuée manuellement ou à l'aide d'engins dans les sols, au moyen d'explosif dans le rocher.

Dans les terrains rocheux, l'excavation peut également être exécutée par forage au trépan à molettes jusqu'à un diamètre de 2 m environ ou, dans certaines conditions (cf. notamment annexe 4.9) à l'aide d'une machine foreuse pleine section de configuration spéciale jusqu'à 9 m de diamètre, équipée d'un dispositif de remontée hydraulique des déblais. L'emploi de tels moyens mécanisés suppose la réalisation d'un puits sur une grande profondeur.

Dans les terrains meubles, il est nécessaire d'assurer la stabilité des fouilles verticales au moyen de blindages

(palplanches) ou de parois blindées (berlinoise, parois moulées, colonnes jointives de jet) telles qu'utilisées et décrites à l'annexe 4.1 "Tranchées couvertes". Avec la technique des parois moulées, des enceintes étanches de 50 à 100 m de profondeur sont maintenant réalisables.

Dans les formations aquifères, on peut avoir recours à la congélation ou au traitement par injection suivant l'épaisseur de la zone aquifère et les caractéristiques du terrain.

- Le soutènement est mis en place au fur et à mesure de l'avancement. Son importance est variable selon la nature des terrains. Il peut comporter en particulier l'exécution d'un prérevêtement en béton ou béton projeté auquel est adjoint généralement un dispositif d'étanchéité. Ce prérevêtement est exécuté à l'avancement par tronçons qui peuvent atteindre 20 à 30 mètres.

- Le revêtement définitif est exécuté soit de façon continue de bas en haut après l'achèvement du creusement (en ce cas il est monolithique), soit en suivant l'avancement avec un certain retard, par tronçons successifs. Il peut être éventuellement armé. Il doit comporter en particulier des appuis logés dans les parois du puits, suffisants pour assurer son ancrage au terrain.

L'attention est attirée sur la nécessité d'assurer un bon étanchement de ces structures de puits verticaux, notamment en montagne avec le risque de formation de glace en tête de puits.

#### 3.1.2 - Les méthodes de creusement en cheminée de puits ou galeries

Dans ces méthodes, on s'efforce d'utiliser au mieux la gravité pour assurer l'évacuation des déblais. Elles nécessitent l'exécution préalable d'une galerie de pied du puits pour l'accès au chantier et l'évacuation du marinage (l'exécution du puits en cheminée est souvent conditionnée par l'état d'avancement des tubes principaux). Elles sont adaptées à l'exécution de puits verticaux ou inclinés (une inclinaison supérieure à 30° environ est nécessaire pour assurer le marinage par gravité des déblais) ; pour les pentes plus faibles, les déblais doivent être évacués par scrapage, goulotte métallique ou marinage hydraulique.

Les méthodes actuelles les plus courantes sont celles utilisant, soit l'explosif avec plate-forme de travail, soit le creusement mécanisé pour puits inclinés. Dans la première méthode, une plate-forme mobile permettant le transport du personnel et du matériel dans la cheminée sert également de plate-forme de travail pour l'équipe d'avancement. Elle est repliée dans la galerie de pied au moment du tir. De tels dispositifs sont utilisables pour des puits dont la hauteur n'excède pas 300 m. Ils conviennent au creusement de puits verticaux ou inclinés dans un terrain bon ou très bon ne nécessitant pas de soutènement, avec des sections comprises généralement entre 2,5 et 10 m<sup>2</sup>. Il faut bien sûr se prémunir contre les risques de chutes de blocs.

Dans la seconde méthode, une machine foreuse pleine section équipée d'un système de sécurité anti- recul fore la galerie inclinée en remontant. Celle-ci a une rampe minimale liée à l'évacuation gravitaire des déblais dans une goulotte et une rampe maximale de 45° liée à la sécurité.

### **3.1.3 - Les méthodes mixtes utilisant un avant-trou**

Ces méthodes combinent les avantages des précédentes : percement d'un avant trou de bas en haut soit par forage soit par minage (cf. ci-dessus) puis alésage de la cheminée ainsi établie de haut en bas, les déblais étant évacués par la galerie de pied. Cet alésage est effectué à l'aide d'explosifs ou de machines foreuses.

Une méthode mixte consiste également à réaliser le puits ou la cheminée par alésages successifs à la machine de bas en haut avec exécution préalable d'un trou pilote foré.

Un diamètre de 6,00 m et une profondeur de 600 m ont déjà été atteints.

## **3.2 - Domaine d'application**

Les méthodes de creusement en cheminée sont applicables aux terrains de bonne tenue ne nécessitant pas de soutènement et en l'absence de venues d'eau. Les limites pratiques se situent approximativement à 300 m pour la hauteur du puits et 10 m<sup>2</sup> pour la section, et pour des inclinaisons inférieures à 45°.

Au-delà de cette section, il faut procéder à un alésage différé ou successif utilisant soit l'explosif, soit une machine d'un diamètre supérieur.

Lorsque l'avant-trou est exécuté par forage, elles peuvent s'adapter à des terrains moins bons dans la mesure où la stabilité des parois du forage reste assurée.

Dans le cas d'utilisation d'une machine foreuse pleine section ou aléseuse, les spécifications et limites d'utilisation définies à l'annexe 4.9 "Machines foreuses pleine section" sont applicables.

Dans les formations aquifères ou en mauvais terrain, seules les méthodes de creusement en puits sont applicables. Elles peuvent être combinées avec la congélation ou les injections. Elles permettent en particulier la mise en place d'un soutènement et d'une étanchéité, et l'exécution rapide du revêtement.

## **3.3 - Précautions d'emploi**

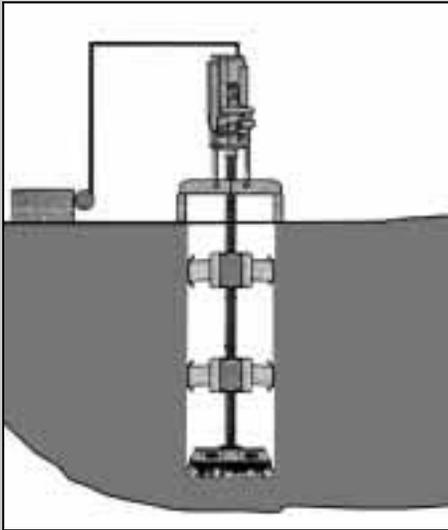
Les méthodes de creusement en puits conduisent généralement à une superposition de chantiers différents (perforation, soutènement et revêtement provisoire éventuel, bétonnage du revêtement définitif) qui nécessite des précautions particulières quant à la sécurité du personnel.

Dans les méthodes utilisant un avant-trou foré, les écarts en direction sont souvent une source de difficultés. Celles-ci s'accroissent avec la profondeur. Il convient de porter une attention particulière à la direction du forage pilote.

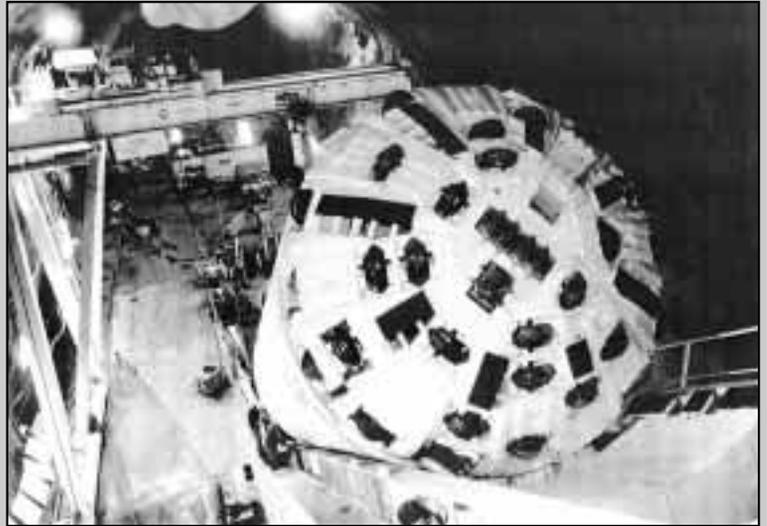
## **4 - Performances**

Les avancements en puits sont généralement beaucoup plus faibles qu'en galerie. On peut compter en moyenne sur des avancements de l'ordre de 40 à 80 m/mois. Les méthodes de forage à la machine permettent d'atteindre des vitesses supérieures, (400 m/mois en 10 m<sup>2</sup> et 200 m/mois en 30 m<sup>2</sup>) mais elles nécessitent un matériel plus difficile à amortir sur l'exécution du projet. Ces vitesses peuvent bien sûr être considérablement réduites en cas de rencontre de terrains difficiles.

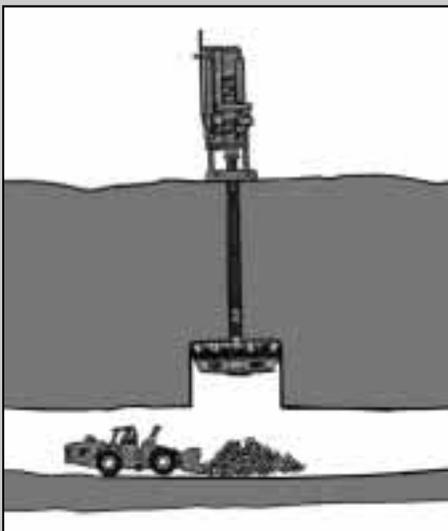
Le choix de l'utilisation d'une machine foreuse conduit généralement, pour des conditions de site et de profondeur équivalentes, à opter pour une galerie inclinée.



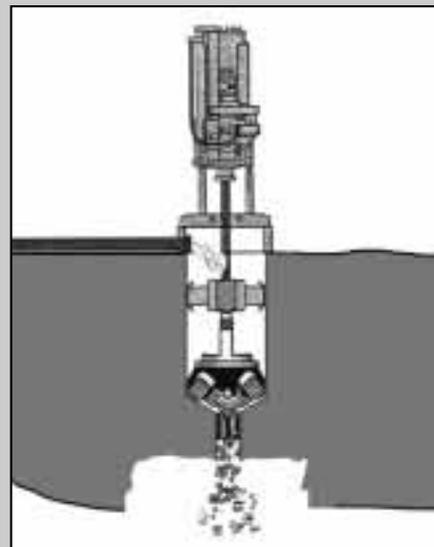
*a) Méthode directe*



*b) Méthode de creusement en cheminée d'une galerie inclinée avec tunnelier (Cleuson-Dixence)*



*c) Méthode mixte avec alésage de bas en haut*



*d) Méthode mixte avec alésage de haut en bas*

▲ Fig. 4.3.1

*Méthodes de creusement de puits*

# 4 - Creusement à pleine et demi-section

## 4.1 - Description

Par méthode de *creusement à pleine section*, il convient de comprendre les techniques d'avancement donnant lieu à dégagement complet de la section principale de l'ouvrage en une seule fois. La présente annexe ne traite pas des méthodes utilisant une machine foreuse pleine section ou un bouclier (annexes 4.9 et 4.12).

Dans la méthode de *creusement en demi-section*, on réalise d'abord le creusement de la partie supérieure de la section, la partie inférieure étant réalisée avec un décalage dans le temps. On doit si nécessaire renforcer le soutènement avant creusement du stross, aussi bien en partie supérieure (cintres, blindage, béton projeté, béton) qu'en partie inférieure (micro-pieux sous les appuis de cintres, colonnes de jet-grouting en piédroits). En général, le revêtement définitif n'est mis en place qu'après excavation de la totalité de la section.

## 4.2 - Domaine d'application (\*)

La méthode de creusement à pleine section nécessite l'emploi d'un matériel important (grande hauteur de l'excavation, importance des volumes de marinage à chaque volée) : elle est donc bien adaptée lorsqu'on pense pouvoir l'employer sur de grandes longueurs de terrain homogène, ne nécessitant pas l'utilisation d'un autre soutènement que le boulonnage et le béton projeté. L'évolution des matériels a tendance à étendre le nombre des chantiers attaqués à pleine section.

Lorsqu'elle est applicable (moyennant si nécessaire un soutènement du front de taille), la méthode de creusement en pleine section est plus favorable à la maîtrise des déplacements puisqu'elle évite les pro-

blèmes liés aux reprises d'excavation dans un terrain déjà déconfiné.

Le creusement par demi-section est beaucoup plus indiqué dans des terrains hétérogènes nécessitant l'emploi d'un soutènement important. Elle peut alors être utilisée très largement en faisant varier la longueur de l'avancement unitaire. Dans certains terrains difficiles, il est possible de réaliser très rapidement la pose du soutènement en mettant celui-ci en place dans une excavation périphérique et en le butonnant provisoirement sur le merlon central.

L'intérêt fondamental de la demi-section, par rapport à une méthode de creusement en section divisée (par exemple galerie de faite, galeries de naissance et abat-tages cf. annexe 4.5) est de permettre une mise en place rapide d'un soutènement ou d'un revêtement sur toute la partie supérieure. Par rapport à la pleine section, elle représente l'avantage de nécessiter un matériel moins important et d'employer des moyens de terrassement habituels pour l'excavation du stross.

## 4.3 - Précautions d'emploi

En dehors des précautions liées à l'abattage par explosifs et à la mise en place du soutènement traitées aux annexes 4.6 et 4.10, il convient essentiellement de choisir au mieux l'avancement unitaire, c'est-à-dire la longueur excavée avant mise en place du soutènement. L'avancement unitaire est essentiellement limité par la capacité d'autosoutènement du terrain pendant le temps nécessaire à la mise en place du soutènement.

Si la nature du terrain ne permet pas, pour la demi-section supérieure, une utilisation efficace du boulonnage, il y a lieu d'étudier particulièrement la reprise des efforts en pieds de cintres (oreilles, longrines, micro-pieux,...) pour éviter tout incident lors de l'excavation des piédroits.

Il est souvent nécessaire de fermer la demi-section supérieure par un radier provisoire en béton projeté, contre voûté ou non.

(\*) On ne traite pas ici des creusements à pleine ou demi-section avec présoutènement (voir annexe 4.15). Dans les terrains où la stabilité du front de taille est insuffisante, on peut avoir intérêt à comparer les procédés de creusement à pleine section et en demi-section, avec mise en œuvre de pré-soutènements et renforcements adaptés à chacune des solutions.

## 4.4 - Performances

La méthode de creusement en grande section permet des avancements très importants. On peut atteindre jusqu'à 12 m par jour en procédant par volées de 4m.

Dans la méthode par demi-section, le raccourcissement de l'avancement unitaire (jusqu'à moins de 1 m dans les terrains médiocres) et la grande durée de pose des soutènements peut diminuer considérablement l'avancement journalier (jusqu'à 3 m).



*Creusement en  
demi-section*



*Creusement  
en pleine section*

*(tunnel de  
Tartaiguille)*

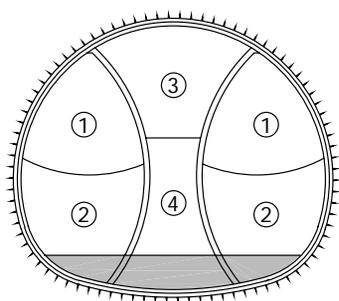
## 5 - Creusement en section divisée

### 5.1 - Description

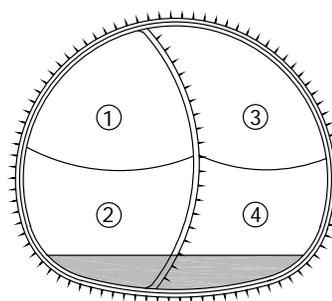
La méthode de creusement en section divisée consiste en l'ouverture préalable d'une (ou plusieurs) galeries de petite section dont une partie du soutènement participe au soutènement de l'excavation totale à réaliser (1). La section peut être divisée de différentes façons (cf. figure 4.5.1).

Ces galeries peuvent être exécutées sur toute la longueur de la zone à réaliser en section divisée avant le début de l'excavation du reste de la section.

#### Creusement avec cloison centrale

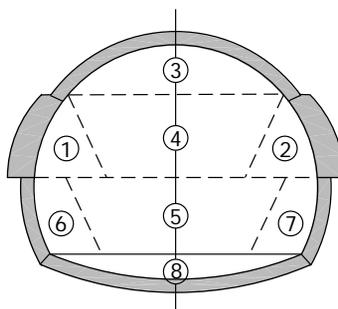


cloison double



cloison simple

#### Creusement avec galeries aux naissances



▲ **Fig. 4.5.1**

(1) Une petite galerie peut être réalisée pour d'autres raisons (limitation des effets de l'explosif, ventilation du chantier, reconnaissance, drainage, traitement préalable de la section à excaver) - voir aussi annexe 4.14 "Galeries Pilotes".

## 5.2 - Domaine d'application

Avant développement des procédés de pré-soutènement et de renforcement du front de taille (cf. annexe 4.15), on avait recours à la méthode d'avancement en section divisée lorsque les caractéristiques du terrain étaient insuffisantes pour assurer une stabilité suffisante du front de taille dans une ouverture en pleine ou demi section.

Dans le cas de sections larges, on peut utiliser deux galeries en base de piédroits, pour y bétonner une partie du revêtement définitif (culées qui serviront d'appui au soutènement et au revêtement de la voûte (cf. fig. 4.5.1).

## 5.3 - Précautions d'emploi

Il convient de ne pas perdre de vue que cette méthode a pour conséquence importante de retarder le moment où toute la section du tunnel sera exécutée ; chaque étape du creusement doit être parfaitement contrôlée de façon à maîtriser l'évolution du terrain.

On s'efforce de limiter cette évolution :

- en assurant le meilleur contact possible entre le soutènement et le terrain,
- en fermant la section de la petite galerie (radier provisoire en béton projeté éventuellement contrevouté),
- en faisant suivre le plus rapidement possible les différentes phases,
- en évitant l'ouverture sur toute la longueur d'une galerie de faite, si un avancement décalé peut suffire (galerie en avance de quelques mètres sur l'exécution de la demi section supérieure).

Si cette méthode est utilisée dans une zone où les tassements de surface sont à limiter au maximum (travaux en zone urbaine), il convient en général de la combiner avec un traitement préalable des terrains.

## 5.4 - Performances

Le creusement de petites galeries fait appel essentiellement à des opérations manuelles dans des conditions difficiles de travail. Il ne peut en conséquence être question de performances élevées.

Les avancements journaliers à attendre pour le creusement d'une petite galerie avec soutènement lourd peuvent varier de 1 à 4 m/jour. L'avancement de la section totale après réalisation des petites galeries peut varier de 0,50 à 3m/jour.

Le coût très élevé dans ces mauvais terrains peut être fortement majoré au passage d'accidents de chantier ou lorsque le recours à des procédés de traitement de terrain s'avère nécessaire.

## 6 - Abattage à l'explosif

### 6.1 - Description

L'abattage avec emploi des explosifs est généralement utilisé pour l'exécution de tunnels situés dans les roches pour lesquels un abattage manuel (marteaux piqueurs, pelle hydraulique) ou un terrassement mécanique (machine foreuse pleine section ou à attaque ponctuelle, brise roche) n'est plus envisageable du point de vue technique ou économique.

L'abattage à l'explosif s'effectue pour chaque volée d'avancement de manière cyclique selon les opérations élémentaires suivantes :

- traçage et perforation du plan de tir,
- chargement des trous de mines et tir de la volée,
- ventilation et purge de l'excavation,
- évacuation des déblais du front de taille (marinage).

◆ Le traçage du plan de tir souvent commun aux opérations de pilotage de la galerie (implantation et véri-

fication de l'axe de la galerie - contrôle du pourtour de l'excavation) est exécuté sur la base d'un plan de tir théorique adapté aux conditions particulières du front de taille (fracturation, hétérogénéité, hors profil et en profil), et à la qualité des roches rencontrées.

Pour améliorer la qualité du traçage et pour réduire les délais nécessaires à cette opération, il est procédé à une projection de plan de tir théorique au moyen d'un appareil optique installé en galerie à proximité du front de taille.

Le dernier développement consiste à mémoriser le plan de tir dans un logiciel de perforation automatique au moyen d'un ordinateur embarqué sur le jumbo de foration.

La perforation des trous de mine de la volée s'effectue au moyen d'outils perforateurs qui suivant les dimensions de la section à réaliser sont soit simplement montés sur des poussoirs (marteaux-poussoirs), soit montés sur des bras à glissière constituant ainsi des jumbos de forage automoteur de 2 à 5 bras avec nacelle. (fig. 4.6.1).



*Perforatrice au front de taille*

*Perforatrice robotisée*

▲ Fig. 4.6.1

Les outils de foration sont choisis selon la dureté des roches et le plan de tir à réaliser : ils sont montés sur des perforatrices rotatives pour les roches meubles, soit plus usuellement sur des marteaux perforateurs hydrauliques (qui allient à la fois rotation et percussion).

Le plan de tir dont la mise au point dépend de la section, de la longueur prévisible de la volée et de la qualité des terrains définit la disposition des longueurs et diamètres des trous de mines pour les tirs de bouchon et les tirs d'abattage (dans les bouchons dits à mines parallèles, il est réalisé 1 à 2 trous vides de diamètre supérieur à celui des autres mines).

Les développements récents concernent la foration assistée par ordinateur qui améliore à la fois la qualité et la rapidité de la foration. La robotisation du déplacement et de la position des bras de foration permet d'accroître l'efficacité du tir par une foration précise des fonds de trou dans un même plan et par une meilleure précision des mines de découpage périphérique limitant ainsi les hors profils et réduisant les coûts d'excavation et de revêtement.

◆ Le plan de tir définit également les charges unitaires à mettre en œuvre ainsi que les délais d'amorçage. Pour accroître la qualité du chargement et du respect des charges (bouchon, abattage, relevage et découpage), il est mis en œuvre des charges préfabriquées dans des tubes de préchargement de matière synthétique identifiables par leur couleur.

Le système d'amorçage classique des détonateurs électriques à micro-retard ou à retard ordinaire par exploseur a été étendu au tir à amorçage séquentiel permettant de découpler les échelonnements des mises à feu par le choix d'un délai d'amorçage réglable.

Dans les conditions sévères d'environnement (risques d'orages, parasites électromagnétiques), la sécurité de la mise à feu peut être améliorée par des détonateurs non électriques.

◆ Après l'opération de tir, il est procédé à une évacuation des gaz et fumées au front de taille. La présence d'une galerie pilote servant de dégagement des fumées peut s'avérer très utile pour les tunnels de grande longueur (cf. annexe 4.14).

Une attention particulière est à accorder à l'exécution d'une purge soignée et complète des parements et voûte déroctés au cours de la volée et des volées immédiatement précédentes.

Une purge manuelle effectuée directement à l'issue du tir sur le tas de déblais est souvent complétée par une purge mécanique au moyen d'engins spécialement adaptés.

◆ L'évacuation des déblais du front de taille constitue la dernière opération du cycle d'abattage.

◆ Avant d'attaquer le cycle suivant, il est en général nécessaire de mettre en place un soutènement.

## 6.2 - Domaine d'application

Le domaine préférentiel d'emploi des explosifs se situe dans les roches dures où il présente les meilleurs résultats d'efficacité et de rendement.

La seule limite technologique est celle des roches fortement broyées présentant une instabilité des trous de mine. Une solution réside alors dans une réduction des longueurs de volée, voire l'utilisation temporaire de brise-roches ou de machines à attaque ponctuelle.

Dans certaines conditions d'hétérogénéité de terrains où un abattage mécanisé ou manuel est normalement effectué, il peut être nécessaire de recourir à une utilisation ponctuelle de l'explosif sous forme de pétardages pour fractionnement de gros blocs et de bancs durs, et pour ameublissement de fronts très compacts.

Dans certains terrains, la comparaison entre l'utilisation en pleine section de l'explosif ou d'une machine foreuse ne se situe pas au niveau du choix des moyens mais de celui de la méthode d'exécution ; ce sont les fonctions autres que la fonction abattage (soutènement, revêtement) qui déterminent ce choix.

Une solution mécanisée avec machine foreuse pleine section peut paraître dans certaines situations plus avantageuse au niveau des délais d'exécution par suite de rendement instantané plus élevé qu'une méthode séquentielle par explosifs. L'avantage de l'explosif réside cependant dans la souplesse de la méthode autant au niveau du profil à réaliser que de l'adaptation aux différentes catégories de terrains rencontrés.

## 6.3 - Précautions d'emploi

Pour l'emploi des explosifs en général se conformer aux réglementations en vigueur (stockage, transport, emmagasinage, utilisation), aux recommandations de l'AFTES, ainsi que le cas échéant aux prescriptions particulières locales (site urbain, installations classées).

### 6.3.1 - Effets sismiques de l'explosif

Des précautions particulières doivent être prises compte tenu des vibrations engendrées par les tirs à l'explosif et se propageant sous forme d'ébranlements vers les structures avoisinantes. (voir annexe 4.7 : "Etude et contrôle des ébranlements liés à l'utilisation des explosifs").

Ces contraintes peuvent en particulier se manifester lors d'un doublement de chaussée avec la réalisation différée d'un deuxième tube avec le maintien du trafic routier dans le 1<sup>er</sup> tube.

Une étude effectuée par des services spécialisés permet de déterminer un seuil admissible fonction de la qualité de l'ouvrage et du terrain encaissant. Un choix judicieux des paramètres du plan de tir (quantité d'explosif, géométrie du plan de tir, retards d'amorçage) permet de respecter le niveau sismique admissible. Ces problèmes peuvent conduire au fractionnement du plan de tir prévu, voire même à l'élimination des explosifs et éventuellement à l'utilisation de machines foreuses à attaque ponctuelle ou pleine section.

En site urbain, le problème du bruit engendré par les tirs doit être pris en considération (cf. section 9 "Impact de la construction sur l'environnement").

### 6.3.2 - Effets parasites de l'explosif

Ils consistent en :

- la création de hors-profils d'excavation,
- la création d'une zone de massif fortement perturbée au pourtour de l'excavation.

L'incidence de ces effets se fait sentir sur les délais de creusement et sur les coûts par l'accroissement des quantités excavées, la nécessité de mise en place d'un soutènement plus important et l'augmentation des quantités de béton pour remplir les hors-profils derrière le revêtement.

La réduction de ces effets est obtenue par utilisation d'un matériel perfectionné de perforation (asservissement des bras de jumbo, traçage automatique, projection du plan de tir) et par l'adoption de techniques particulières de tir de découpage soigné.

Dans les roches de dureté limitée, il peut être réalisé une saignée par prédécoupage mécanique (annexe 4.15).

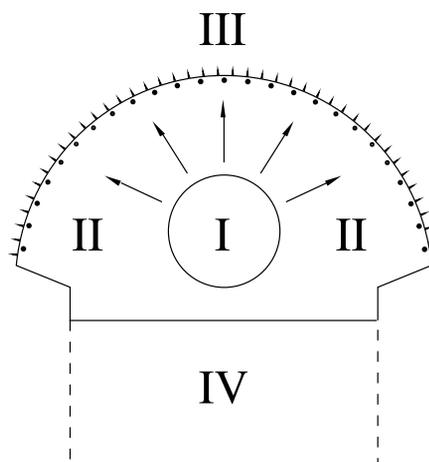
Le principe du découpage soigné (Fig. 4.6.3) ou post découpage est de tirer en fin de cycle une couronne de faible épaisseur de terrain suivant le contour théorique à l'aide de trous rapprochés et plus faiblement chargés (charge étalée, cordeau détonant, charge de prédécoupage).

La technique du prédécoupage qui consiste à créer préalablement aux tirs d'abattage une ligne de cisaillement sur le pourtour théorique de l'excavation (Fig. 4.6.4) est encore employée pour les premiers tirs d'entrée en souterrain ou quand il existe une surface de dégagement importante (galerie pilote). L'ordre de tir étant le suivant :

- tir du bouchon (ou galerie existante),
- ligne de prédécoupage,
- abattage de la section.

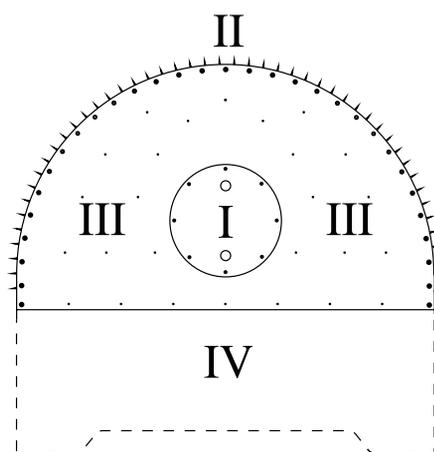
Cette technique est déconseillée dans les sites sensibles aux vibrations émises par les explosifs.

La réussite de ces deux méthodes applicables sur tout ou partie de la section nécessite un matériel élaboré assurant un parfait parallélisme des trous de mine et l'emploi d'explosif bien adapté. La roche encaissante doit être susceptible de se fissurer préférentiellement selon la ligne de prédécoupage lorsqu'on utilise ce procédé.



▲ Fig. 4.6.3

#### *Découpage soigné (postdécoupage)*



▲ Fig. 4.6.4

#### *Prédécoupage*

## 6.4 - Performances

Les performances d'un abattage à l'explosif dépendent de la dimension de la section à excaver et du rendement de chacune des phases élémentaires du cycle d'excavation qui peut se décomposer en :

- traçage et perforation : 25 à 30 %
- chargement et tir : 20 %
- ventilation et purge : 10 %
- évacuation des déblais : 40 à 45 %

On peut réaliser en moyenne pour un avancement à pleine section 1 volée par poste, soit près de 12 m/jour en 3 postes en section de 60 à 80 m<sup>2</sup> lorsqu'il n'y a pas nécessité d'un soutènement à l'avancement.

En demi-section, les performances de l'abattage peuvent être supérieures (1 à 2 volées par poste), mais les cadences d'avancement sont souvent limitées par la pose des soutènements.

Les consommations moyennes d'explosifs sont, suivant la qualité des terrains, de l'ordre de 0,9 à 1,8 kg/m<sup>3</sup> en pleine section.

En demi-section supérieure, la consommation est plus élevée (1,6 à 2 kg/m<sup>3</sup>), du fait du tir du bouchon qui exige une plus grande énergie explosive.

En stross, la consommation est nettement plus réduite (0,5 à 0,9 kg/m<sup>3</sup>).

Dans les zones sensibles aux vibrations, les consommations d'explosifs peuvent être réduites à des ratios de 1,1 à 1,3 kg/m<sup>3</sup>.

## 6.5 - Bibliographie

- Décret n° 62-1218 du 15 Octobre 1962 : portant règlement d'administration publique pour l'exécution des dispositions du livre II du code du travail (titre II, hygiène et sécurité des travailleurs), en ce qui concerne les mesures particulières de protection relatives à l'emploi des explosifs dans les chantiers du bâtiment et des travaux publics.
- Arrêté du 15 Mai 1970 : certificat d'aptitude au minage.
- Arrêté du 11 Octobre 1977 (JO du 11 Octobre 1977 - éducation) Certificat de préposé au tir.
- Etude des vibrations provoquées par les explosifs dans les massifs rocheux. Rapport de recherche LCPC n° 105 - Septembre 1981.
- Décret n° 81-972 du 21 Octobre 1981 (JO du 29 Octobre 1982) Marquage, acquisition, détention, transport et emploi des produits explosifs.
- Décret n° 87.231 du 27 Mars 1987 (JO du 3 Avril 1987) concernant les prescriptions particulières de protection relatives à l'emploi des explosifs dans les travaux du bâtiment, les TP et les travaux agricoles.
- Consigne générale SNCF relative à l'emploi des explosifs et autres procédés spéciaux (CGEF9 B33 n° 2 du 16 Décembre 1987).
- Le déroctage à l'explosif dans les travaux routiers - Guide technique du SETRA - Avril 1988.
- Recommandations du groupe de travail n° 3 de l'AFTES "Travaux à l'explosif" - (Supplément au n° 117 de la revue TOS de Mai-Juin 1993).
- Circulaire du 23 Juillet 1986 relative aux vibrations mécaniques émises dans l'environnement par les installations classées pour la protection de l'environnement (JO du 23 Octobre 1986).
- Effet des vibrations sur l'environnement - A. SCHWENZFEIER - Revue Industrie Minérale - Août-Septembre 1986.
- Apport du tir séquentiel pour le respect des contraintes de vibrations - A. SCHWENZFEIER - Tunnels et Ouvrages Souterrains - Mars-Avril 1996.

# 7 - Etude et contrôle des ébranlements liés à l'utilisation des explosifs

## 7.1 - Généralités

Les terrassements rocheux des tunnels et de leurs accès sont généralement du domaine d'emploi des explosifs. Les conditions particulières du site des travaux et de l'environnement peuvent cependant conduire à certaines limitations d'emploi, restrictions ou interdictions.

Une partie de l'énergie explosive utilisée pour fragmenter et abattre la matrice rocheuse (environ 20 %) se propage et se dissipe dans l'environnement sous forme d'ondes vibratoires solidiennes et aériennes qui s'amortissent avec la distance.

Les structures situées à proximité des travaux peuvent être affectées par ces ondes vibratoires et présenter des risques de dommages et d'instabilité pendant la phase des travaux ou à plus long terme.

Afin d'évaluer cette sujétion et son incidence sur la réalisation des travaux, il est procédé à une étude préalable des vibrations et si besoin est des procédures de contrôles sont préconisées.

Les ondes acoustiques qui se manifestent sous forme de bruit ainsi que les ondes de pression aéraulique ou souffle ne sont pas traitées dans cette annexe.

## 7.2 - Les études préalables

L'étude des ébranlements liés à l'utilisation des explosifs consiste schématiquement à :

- faire l'inventaire des structures ou sites naturels sensibles aux vibrations situées au voisinage de l'ouvrage à réaliser.
- définir pour chacune des structures des seuils admissibles qui feront l'objet de clauses contractuelles
- établir pour le site des travaux une loi d'amortissement des vibrations engendrées par l'explosif
- estimer les charges maximales d'explosif à mettre

en œuvre de manière à préconiser les méthodes de terrassement adaptées et à appréhender leur incidence sur les coûts et les délais.

Des études tout à fait comparables peuvent être entreprises pour toute méthode de terrassement susceptible d'engendrer des vibrations nocives pour l'environnement (brise-roche, compacteur dynamique, machine à attaque ponctuelle, vibro-fonçage, battage de palplanches, machine foreuse pleine section, trépannage,...).

Par rapport aux tirs à l'explosif, les seuils maximaux admissibles sont généralement plus faibles pour tenir compte du caractère continu de l'oscillation ou du caractère répétitif de l'impulsion qui accroît la probabilité de dommages. Les études conduisent alors à définir les spécifications des matériels utilisés (généralement en valeur de puissance) ou à définir des distances minimales d'utilisation pour un matériel de caractéristiques données.

### 7.2.1 - Les structures sensibles aux vibrations

Par "structure", il faut entendre toute structure de génie civil allant d'un simple bâtiment à un ouvrage de génie civil exceptionnel, tels un château d'eau, un tunnel.

Les structures les plus couramment concernées sont les habitations individuelles ou collectives, les bâtiments industriels, les ponts et viaducs, les galeries techniques et ouvrages d'assainissement, les tunnels routiers ou ferroviaires. Les sites naturels sont également concernés (falaises, cavernes...).

Les équipements situés à l'intérieur de ces bâtiments ou installations doivent être également pris en considération.

Les risques étant liés directement à la proximité, l'expérience montre qu'il convient de faire un inventaire dans une bande minimum de 200 m autour de l'axe du projet. Au-delà de cette distance, les amplitudes des vibrations sont généralement très faibles mais dans un contexte géologique particulier (horizon de marnes faisant office de réflecteur par exemple) des oscillations peuvent être ressenties beaucoup plus loin (1 à 2 kilomètres).

## 7.2.2 - Les seuils admissibles des vibrations

Les seuils de vibrations maximales admissibles par une structure doivent être définis ou fixés impérativement avant l'exécution des travaux au stade des études de POA.

Ces seuils dépendent à la fois :

- du type de la sollicitation :
  - . impulsionnelle, s'il s'agit de tirs à l'explosif
  - . continue, dans le cas de creusement mécanisé
- des caractéristiques de la structure :
  - . matériaux constitutifs
  - . état de vétusté
  - . type de fondation
- de la qualité du massif de fondation
- de l'usage de la structure :
  - . habitation
  - . ouvrage d'art en exploitation

L'expérience participe pour beaucoup dans la fixation des seuils. Quand il ne peut être tenu compte de celle-ci et que les références font défaut, leur détermination peut résulter d'essais de tirs tels que décrits en 7.2.4.

En règle générale, ce seuil est une amplitude de vitesse de vibration (mm/s) assortie d'une gamme de fréquence d'auscultation. Ainsi,

- pour un tunnel rocheux non revêtu :  
 **$v < 50 \text{ mm/s}$  pour  $F > 150 \text{ Hz}$**

- pour un tunnel revêtu de briques de maçonnerie :  
 **$v < 15 \text{ mm/s}$  pour  $20 \text{ Hz} < F < 50 \text{ Hz}$**

Il peut s'exprimer également en accélération ( $\text{m/s}^2$ ) pour les équipements fixes ou en déplacement (mm).

En première analyse, on s'inspirera des recommandations de l'AFTES (réf.1) qui intéressent essentiellement les constructions courantes à usage d'habitation.

- **$v < 10 \text{ mm/s}$** 
  - . faible probabilité de dommages
- **$10 \text{ mm/s} < v < 30 \text{ mm/s}$** 
  - . nécessité d'un bon contrôle
  - . probabilité accrue de réclamations
- **$v > 30 \text{ mm/s}$** 
  - . non recommandé en zone habitée.

Ces seuils peuvent être modulés en fréquence si la gamme des fréquences dommageables est connue. Les fréquences de coupure usuelles sont de 10 Hz et 100 Hz.

On peut également se référer pour des cas particuliers à la circulaire émanant du Ministère de l'Environnement relative aux vibrations émises par des ins-

tallations classées (réf.2) ou à l'arrêté concernant les exploitations de carrière (réf. 3).

Pour les terrassements au rocher exécutés à proximité d'un tunnel SNCF, une notice particulière de sécurité fixe les conditions générales ainsi que les procédures d'essai et de contrôle pour différents modes d'abattage.

## 7.2.3 - L'incidence sur les travaux

La limitation d'utilisation des explosifs a une incidence directe à la fois sur la longueur des volées mises en oeuvre et sur la section maximale d'abattage.

Compte tenu en effet du nombre relativement limité de numéros de détonateurs à retard disponibles sur le marché, largement inférieur au nombre de mines d'un plan de tir de tunnel autoroutier (150 à 200 mines à pleine section), il s'avère souvent nécessaire de fractionner le plan de tir de manière à respecter les charges maximales instantanées. Ce fractionnement va du creusement en demi-section aux tirs en section divisée ou tirs différés.

L'adoption de telles dispositions conduit à accroître nettement les délais d'exécution et à majorer les coûts de terrassements à l'explosif.

Les techniques de tirs par amorçage séquentiel permettent dans certains cas de s'affranchir de cette contrainte de division de section, mais pas de celle de limitation de longueur de volée.

La technique de l'avant-trou de la galerie-pilote forée préalablement par des moyens mécanisés permet également de limiter ces contraintes de tir, avec un avant-trou faisant office de bouchon.

## 7.2.4 - Les essais de tir

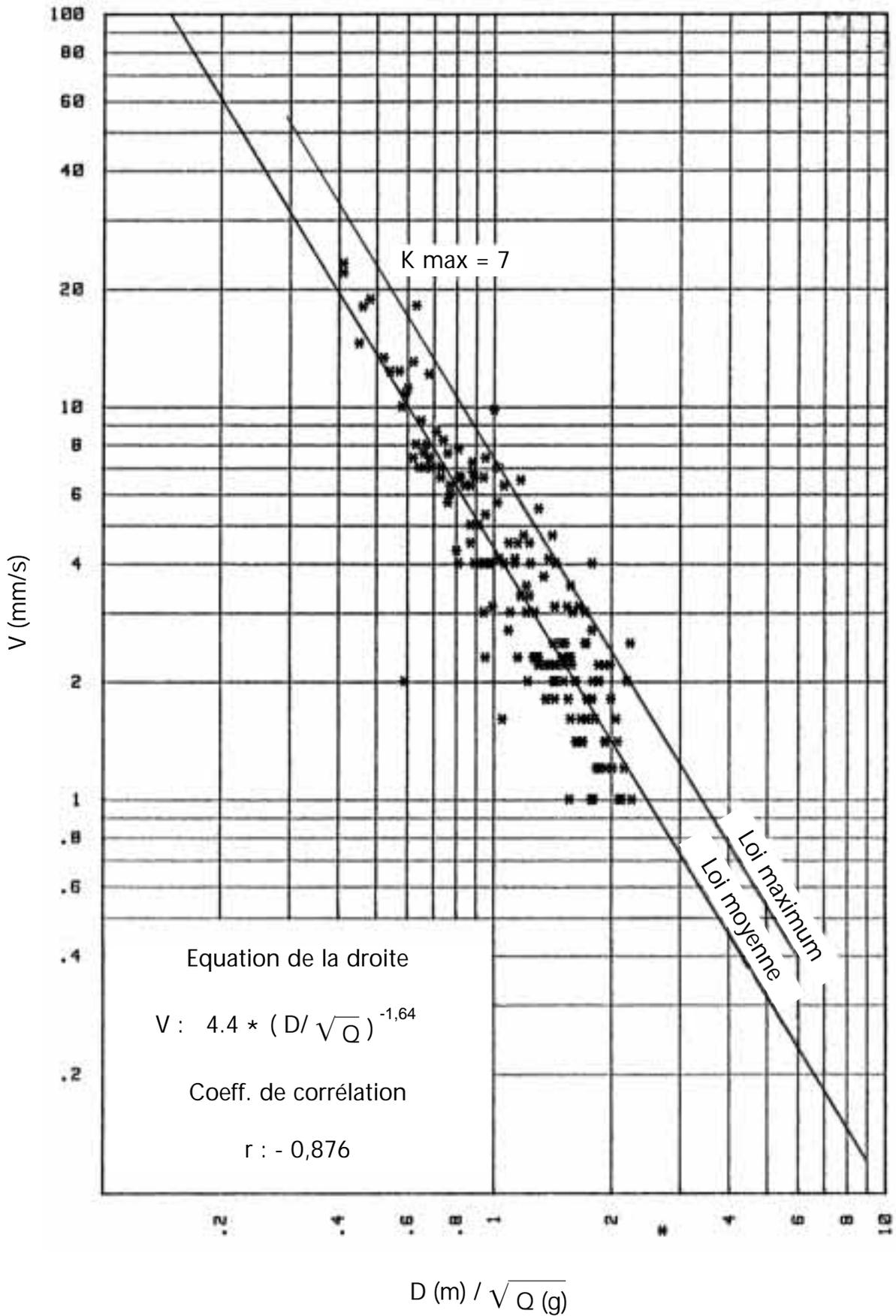
L'objectif essentiel des essais de tir en forage est l'établissement d'une loi d'amortissement des vibrations en fonction de la distance, celui des tirs expérimentaux est de s'assurer de la faisabilité des dispositions techniques envisagées en testant en vraie grandeur un plan de tir réel (section d'abattage, longueur de volées) dans le site donné.

### 7.2.4.1 - Essais de tir en forage

L'essai de tir consiste à faire exploser dans des forages des charges d'explosif de valeur croissante et disposées à différents niveaux. Les vitesses de vibrations engendrées par ces explosifs de mines bloquées sont enregistrées en différents points de l'environnement sensible à des distances croissantes.

L'analyse des enregistrements permet d'établir une loi d'amortissement de la vitesse de vibration  $v$  en fonction de la charge unitaire d'explosif  $Q$  et de la distance  $D$  de la forme :

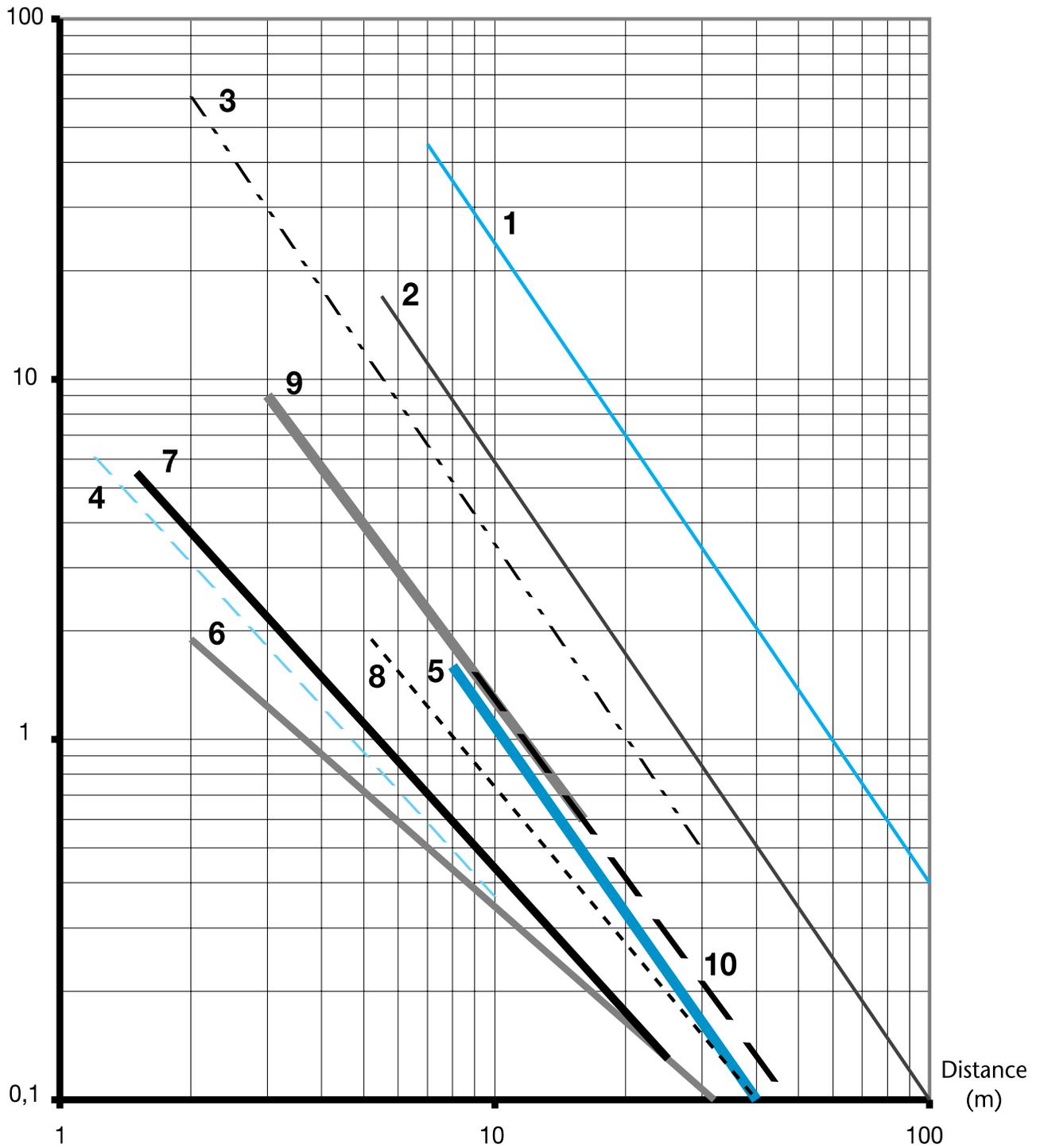
**$v = f(Q,D)$** , caractéristique du site (Fig. 4.7.1)



▲ Fig.4.7.1

*Exemple de loi d'amortissement de la vitesse en fonction de la distance pondérée par la charge d'explosif*

Vitesse particulière  
de vibration (mm/s)



	1 : Explosifs 500g (k=6)		2 : Explosifs 100g (k=6)
	3 : Brise roche 2,5t / 3,5t		4 : Brise roche 0,5t
	5 : Machine pleine section à molettes		6 : Machine à attaque ponctuelle à pics
	7 : Boucliers		8 : Compacteur dynamique
	9 : Trépanage paroi moulée		10 : Fonçage palplanches

▲ Fig.4.7.2

*Ordre de grandeur des vibrations émises  
par les matériels de travaux publics*

En première analyse, on pourra utiliser pour les situations courantes des lois statistiques résultant d'expérimentation dans des sites comparables.

Leur application peut cependant s'avérer dans certains cas très contraignante en remettant en cause la faisabilité du projet à l'explosif.

Connaissant le seuil de vitesse maximale admissible pour une structure donnée, on peut ensuite aisément déterminer pour différentes distances la charge maximale d'explosif par numéro d'amorce et les paramètres du plan de tir (géométrie, amorçage, longueur des volées).

Ces essais de tir en forage permettent également au moyen d'enregistrements complets du signal et après un traitement approprié d'analyser la réponse d'une structure à une oscillation impulsionnelle en préconisant les bandes d'auscultations en fréquence pour les contrôles d'exécution.

Pour les moyens de terrassement mécanique autre que l'explosif, il n'est pas d'usage de réaliser des essais préalables, car ces matériels résultent bien souvent d'un choix de l'entreprise chargée de la réalisation des travaux.

On peut cependant se référer à des courbes d'amortissement simplifiées (Fig. 4.7.2), qui mettent bien en évidence les distances critiques des principaux matériels de terrassement.

Les fréquences émises par ces matériels sont généralement plus basses et plus nocives pour l'environnement et à ce titre les seuils de vitesses admissibles sont inférieurs.

#### 7.2.4.2 - Tirs expérimentaux

Quand on veut s'assurer de la faisabilité de certaines dispositions techniques et que l'on veut porter à la connaissance de l'entreprise toutes les informations utiles à l'établissement de ses prix, il peut être judicieux de procéder à des tirs expérimentaux grandeur réelle.

## 7.3 - Les contrôles de vibrations

Les contrôles de vibrations effectués en cours de travaux ont un double but :

- s'assurer qu'à tout instant les critères de vibration sont respectés et que les travaux sont exécutés en toute sécurité vis-à-vis de l'environnement.
- affiner les prévisions et optimiser les plans de tirs à l'avancement.

Pour satisfaire ces exigences, un plan de contrôle spécifiant l'instrumentation nécessaire ainsi que l'implantation des points de mesures est établi. Il consiste à disposer des capteurs de vibration de préférence à la base des fondations de structures sensibles préalablement choisies et à enregistrer dans les trois directions au moyen de détecteurs à valeur crête (amplitude maximale de la vibration), les ébranlements engendrés par les tirs.

Des constats contradictoires de l'état des constructions avoisinantes sont effectués préalablement au démarrage des travaux. Ils permettent également d'affiner le plan de contrôle en disposant judicieusement les capteurs sur les structures les plus sensibles.

Compte tenu du caractère très aléatoire de ces impulsions et de leur amortissement dans le massif encaissant, il est recommandé de spécifier des seuils pratiques en terme de "vitesse de travail" légèrement inférieurs aux seuils de vibrations admissibles vis-à-vis des structures ("vitesse maximale").

Les plans de tirs sont conçus et calés sur cette "vitesse de travail". Elle peut être à l'occasion très ponctuellement dépassée, mais ce n'est qu'après deux dépassements consécutifs qu'il est impératif de modifier les paramètres du plan de tir (charge par trou, longueur des volées, amorçage, section d'abattage). Le Plan d'Assurance Qualité définit les caractéristiques de contrôle qui imposent un suivi détaillé et précis des plans de tir mis en oeuvre.

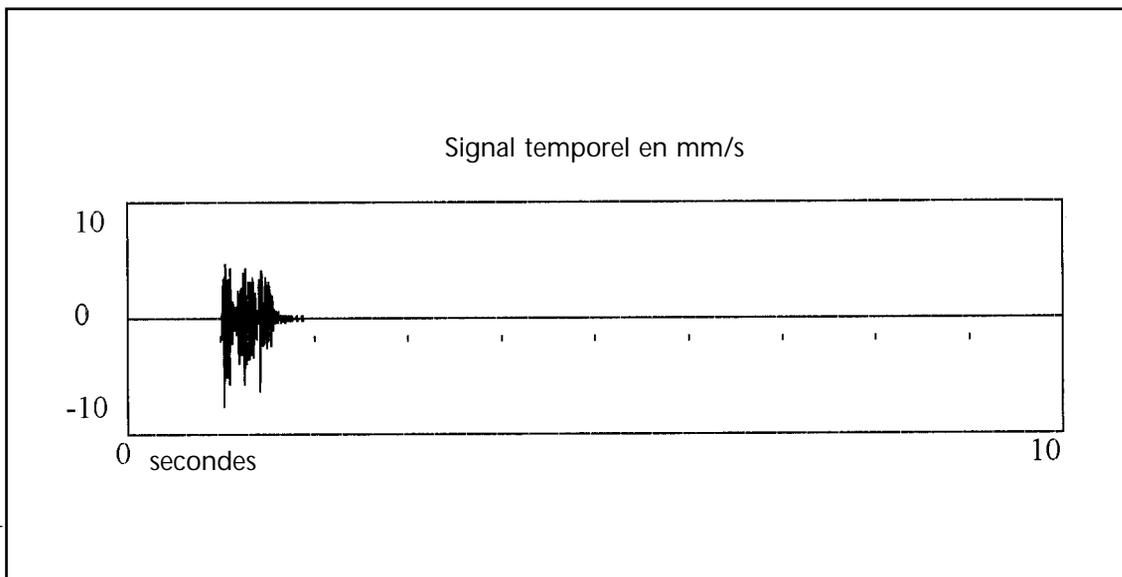
L'intervention d'un laboratoire spécialisé n'est nécessaire qu'en début de chantier pour procéder à un enregistrement complet du signal vibratoire permettant de mettre au point le plan de tir ou de procéder à de profondes modifications.

Le laboratoire analyse dans un premier temps le signal temporel de la vibration permettant de déterminer le niveau d'amplitude de vibrations propres à chaque amorce du plan de tir. (Fig. 4.7.3).

Il procède également à une analyse fréquentielle de ce signal temporel par Transformée de Fourier Rapide (FFT) de façon à étudier la densité spectrale des vibrations (Fig. 4.7.4).

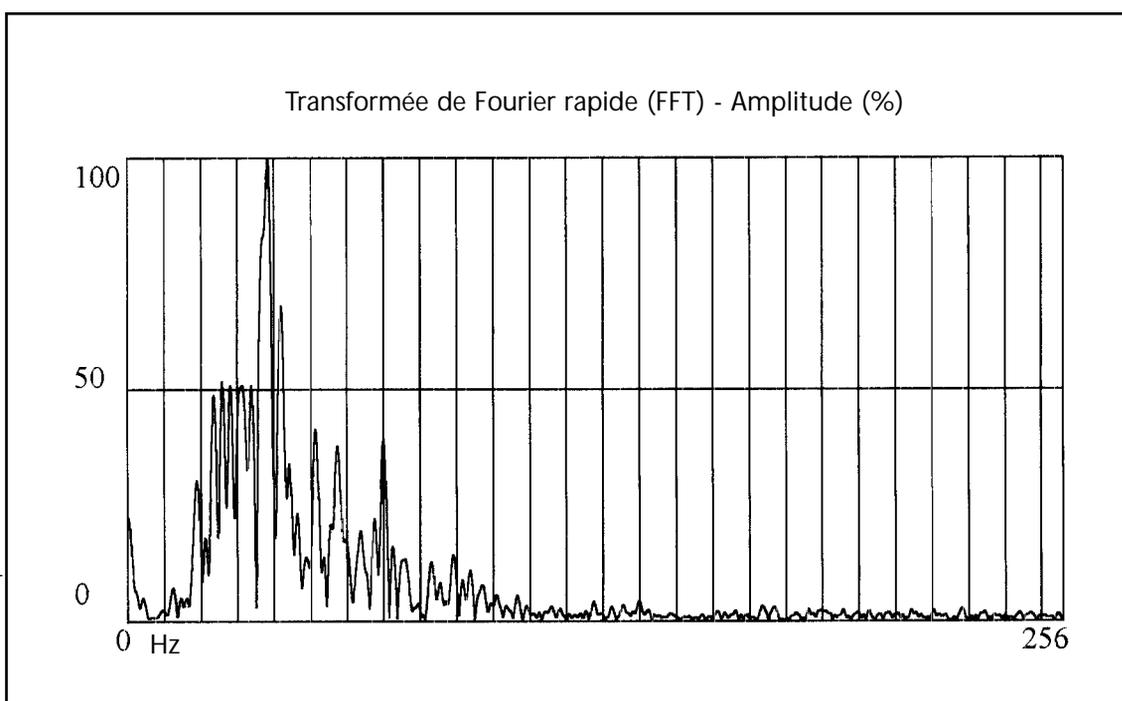
De tels enregistrements et analyses nécessitent l'intervention d'un laboratoire spécialisé qui dispose de matériels d'acquisitions numériques perfectionnés.

*Le CETU ainsi que le Réseau des Laboratoires Régionaux des Ponts et Chaussées sont équipés de tels systèmes de mesures et peuvent ainsi intervenir aux différents stades du projet et de l'exécution des travaux.*



▲ Fig. 4.7.3

*Signal temporel*



▲ Fig. 4.7.4

*Spectre de  
fréquence par  
FFT*

## 7.4 - Références

- ◆ Réf. 1 : L'étude des effets sismiques de l'explosif  
Recommandations AFTES - Juillet 1982 (en révision).
- ◆ Réf. 2 : Circulaire du 23 Juillet 1986 relative aux vibrations mécaniques émises dans  
l'environnement par les installations classées pour la Protection de l'Environnement.
- ◆ Réf. 3 : Arrêté du 22 Septembre 1994 relatif aux exploitations de carrières et aux installations  
de premier traitement des matériaux de carrières.
- ◆ Réf. 4 : Guide pour la mesure et le contrôle de l'effet des vibrations sur les constructions  
(AFTES - Tunnels et Ouvrages Souterrains n° 115 - Janvier-Février 1993).
- ◆ Réf. 5 : Les appareils de mesures de vibrations - Tendence et évolution  
(AFTES - Tunnels et Ouvrages Souterrains - N° Spécial Novembre 1984).

## 8 - Machines à attaque ponctuelle

### 8.1 - Description

Ce mode d'abattage mécanisé, utilisé primitivement dans les exploitations minières, a été développé et est d'utilisation courante dans les travaux publics pour l'excavation de galeries de toutes dimensions.

Une machine comporte généralement : (Fig.4.8.1)

- un châssis automoteur sur pneus ou chenilles,
- un bras orientable monté sur une tourelle solidaire du châssis et muni à son extrémité d'une tête rotative équipée d'outils (pics et havage),
- un système d'évacuation des déblais du front de taille composé d'un tablier de chargement et d'un convoyeur d'évacuation.

Le principe du travail d'abattage de la machine consiste en un éclatement de la roche sous les effets conjugués d'une pénétration des pics dans le front de taille et du balayage du bras. Les déblais sont ensuite repris au front par un système d'évacuation propre ou non à la machine.



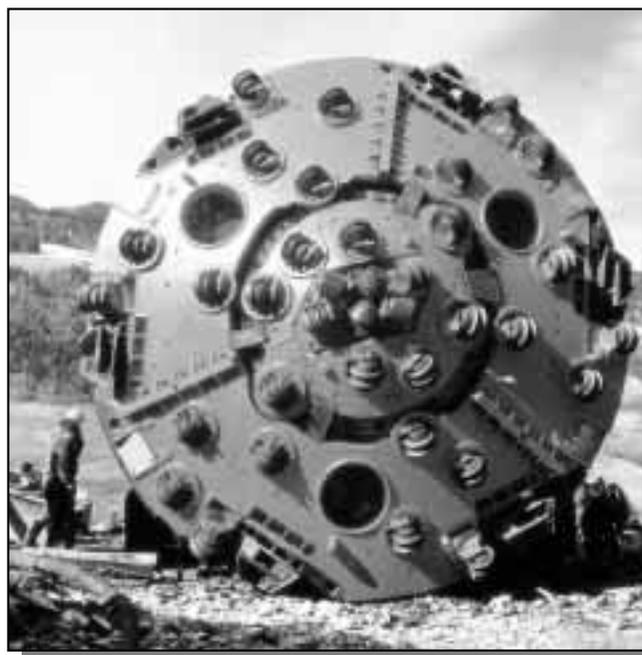
### 8.2 - Domaine d'application

Les conditions d'un meilleur emploi des machines à attaque ponctuelle sont dictées par le type de profils à excaver, les caractéristiques de résistance de la roche et les nuisances d'utilisation

#### 8.2.1 - Caractéristiques des sections

Tous les profils d'excavation et tous les types de terrassement sont réalisables avec une machine, soit en poste fixe (la section couverte est limitée par les possibilités de débattement du bras), soit en poste mobile (par déplacement du châssis de la machine), soit en phases différées (par exécution de galeries d'avancement).

La machine à attaque ponctuelle a pour principaux avantages son adaptation facile aux variations de section, le meilleur respect du profil à réaliser par limitation des hors-profil et la diminution de la propagation des ébranlements dans le massif environnant.



▲ Fig. 4.8.1

*Machine à attaque ponctuelle*

## 8.2.2 - Caractéristiques des terrains

Pour l'utilisation d'une machine à attaque ponctuelle, la connaissance de deux groupes de paramètres géotechniques est essentielle :

- caractéristiques de résistance de la roche,
- état de fracturation du massif.

Le critère de résistance caractérisant l'attaque d'un outil ou d'un groupe d'outils sur un échantillon de roche est défini pour chaque type de roche. Ce critère résulte d'une combinaison des caractéristiques de :

- résistance à la compression,
- résistance à la traction,
- dureté,
- abrasivité,
- pourcentage en quartz,
- proportion de fines discontinuités.

Le critère de fracturation caractérise l'état des discontinuités du massif, soit à l'échelle du front de taille (macrofissuration) : géométrie, épaisseur et nature des joints, stratification, soit à l'échelle de la carotte ou de l'échantillon de terrain testé (microfissuration).

D'une manière générale, une fissuration intense du massif est favorable au travail d'abattage mécanisé par l'existence de surfaces de faiblesse privilégiées

pour la rupture.

Pour une première approche (Fig.4.8.2), on utilise la valeur de la résistance à la compression uniaxiale comme critère de résistance de la matrice rocheuse combinée au critère de fracturation du massif rocheux. Dans le diagramme qui comporte en abscisse la valeur de la résistance à la compression (6 classes de résistances ISMR de 1 à 300 MPa) et en ordonnée la fracturation exprimée en valeur de RQD mesurée sur carotte ou à partir de l'indice de continuité (\*),

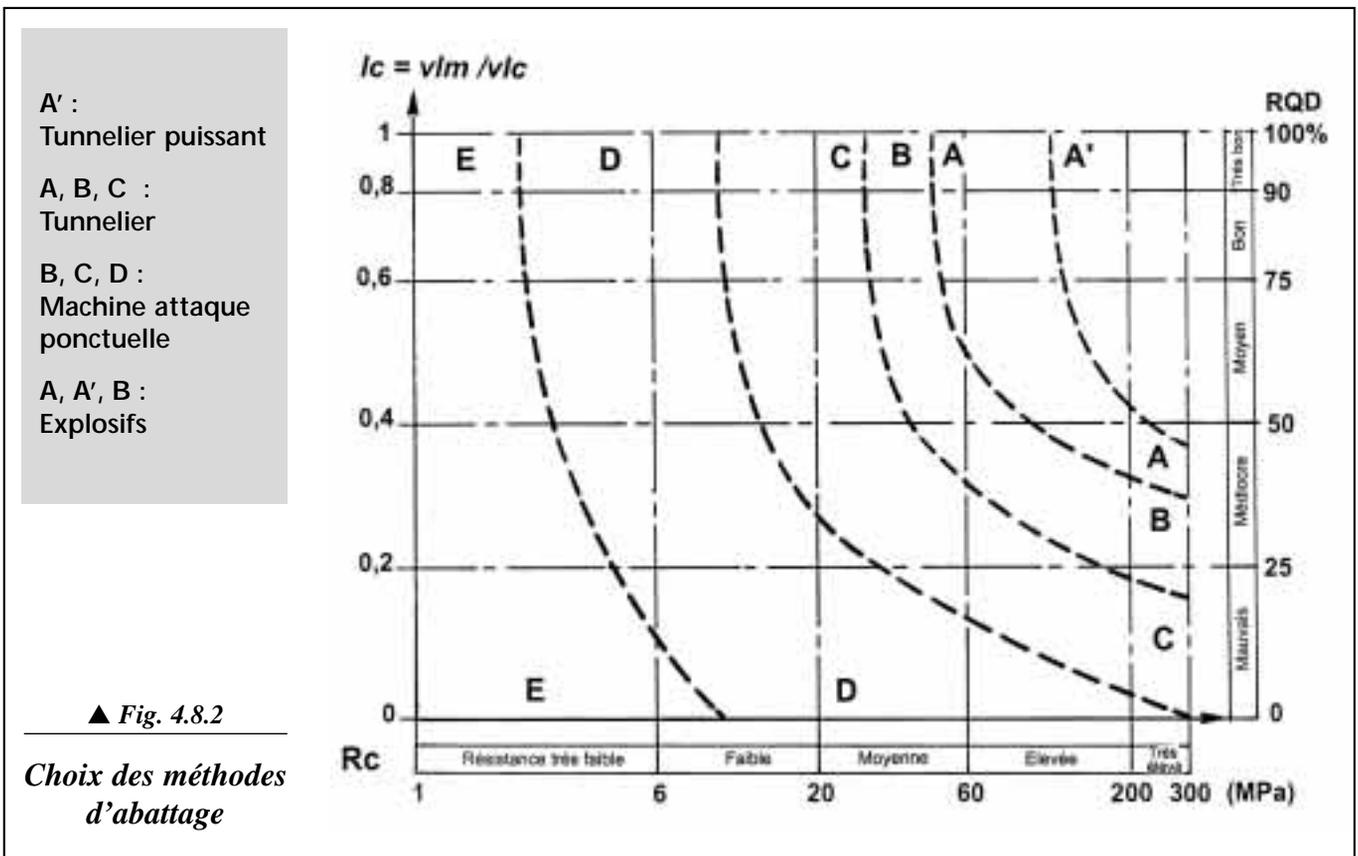
c'est à dire du ratio 
$$Ic = \frac{v_{lm}}{v_{lc}}$$

$v_{lm}$  : vitesse mesurée sur échantillon

$v_{lc}$  : vitesse calculée à partir de la composition minéralogique

sont indiquées les plages usuelles d'utilisation de machines à attaque ponctuelle, qui correspondent aux classes d'abattage C et D, exceptionnellement B.

Ce diagramme montre nettement que le critère de fracturation peut s'avérer en certains cas primordial et ôter toute signification au critère de résistance à la compression; ainsi des terrains stratifiés composés au front de taille de successions de bancs tendres et de bancs durs pouvant atteindre 200 MPa peuvent être excavés de manière très sélective par souscavage.



(\*) AFTES - Propositions relatives aux mesures et essais à effectuer dans le cadre d'un chantier de creusement mécanique. Caractérisation des roches sur échantillons (voir section 2).

Dans les terrains les plus durs et compacts il est parfois nécessaire de recourir partiellement à l'explosif sous forme de pétardage ou de tir de volée.

Des résistances limites économiques peuvent être définies en regard de certains types de machines qui sont

classées par leur poids et la puissance disponible sur la tête de coupe pour le travail d'abattage. Les machines équipées d'une tête autochargeuse (convoyeur alimenté directement par la tête en rotation avalante) restent dévolues aux terrains tendres et meubles.

Types de machines		
Poids en tonnes	Puissance en kW*	Rc limite économique en MPa (1 MPa = 10 bars)
10 t à 30 t	50 à 100 kW	30 à 50 MPa
30 t à 70 t	100 à 200 kW	50 à 80 MPa
> 70 t	200 à 300 kW	100 MPa

\* Puissance disponible sur la tête de coupe pour le travail d'abattage.

L'abrasivité des roches doit être également prise en compte pour définir les limites économiques d'utilisation des machines à attaque ponctuelle dès que la consommation d'outils de type pics dépasse des valeurs de 0,1 pic/m<sup>3</sup>. L'estimation de cette résistance limite relève alors d'une combinaison de la résistance à la compression et de la dureté.

Des abattages peuvent néanmoins être effectués au-delà de ces limites mais dans des conditions économiques d'utilisation (rendement faible, coût d'entretien élevé et forte consommation d'outils au mètre cube de terrain abattu) non compétitives, mais qui peuvent être justifiées par l'environnement particulier des travaux (ébranlement) ou par la longueur d'application limitée.

### 8.2.3 - Limitation des nuisances

La machine à attaque ponctuelle constitue dans les roches dures un moyen d'excavation compétitif par rapport à l'explosif quand les contraintes d'environnement sont sévères (nuisances en site urbain).

### 8.2.4 - Avantages divers

*Par rapport à l'explosif :*

- réduction des vibrations sur les structures avoisinantes,
- limitations des ébranlements dans le massif encaissant,
- diminution du soutènement et des bétons de remplissage,

- cycle continu d'excavation autorisant de meilleurs rendements,

*Par rapport au terrassement :*

- grande accessibilité au front de taille,
- maniabilité et souplesse d'emploi dans les variations de qualités de terrain.

Ce moyen d'abattage reste bien adapté aux travaux en site urbain et à l'exécution de galeries de dimensions faibles à moyenne (reconnaissance, avancement, pilote ou travaux annexes, niches, garages, locaux techniques).

### 8.2.5 - Utilisation de pelles et brise-roches

Il s'agit là aussi d'un moyen d'excavation à attaque ponctuelle qui peut s'avérer compétitif dans certaines natures de terrain, notamment hétérogènes.

## 8.3 - Précautions d'emploi

L'emploi des machines à attaque ponctuelle pose le problème de la limite économique de dureté des roches.

Pour approcher et définir cette limite, il est recommandé d'effectuer une analyse géologique structurale très complète et de connaître les paramètres géotechniques définis en 8.2.2.

Les caractéristiques de la machine envisagée (poids, puissance, forme et vitesse de rotation de la tête) sont étudiées en fonction du critère de dureté des roches et de l'ouvrage à exécuter (section, longueur, phases d'exécution).

Il convient en général de choisir un type de machine plus puissant que celui nécessité par le terrain escompté et de prévoir dans la rédaction des marchés le recours possible aux explosifs dans la mesure où leur utilisation est autorisée.

Les dimensions et formes des sections (présence de caniveaux) peuvent conduire à des contraintes et limites d'utilisation des machines. Il conviendra d'adopter dans certains cas des bras télescopiques.

Pour des dimensions importantes de section, des sujétions apparaissent sur la visibilité du front de taille et le respect du profil théorique excavé.

Pour remédier à ces inconvénients, il est développé sur certaines machines des systèmes de pilotage et de balayage automatique du bras d'abattage au moyen de logiciels embarqués. Ces derniers permettent de limiter les hors-profils dus aux erreurs humaines mais nécessitent un parfait calage topométrique de la machine.

Ces sujétions sont aggravées par la présence de poussières et la nécessité d'assurer une atmosphère saine dans la zone d'action de la machine. Dans certaines conditions de terrain, (marnes, argiles gonflantes), l'abattage des poussières par projection d'eau est interdit et la pulvérisation d'un fin brouillard au niveau des outils peut s'avérer inefficace.

Compte tenu des difficultés d'adapter des systèmes de dépoussiérage efficaces sur ces machines, il est nécessaire d'assurer une ventilation suffisante au front par aspiration des poussières émises surtout quand celles-ci comportent un fort pourcentage de quartz.

## 8.4 - Performances

Pour chaque type de machine, on distingue :

- Les rendements théoriques fonction de la dureté des terrains où la machine travaille à poste fixe.
- Les rendements pratiques fonction du taux d'utilisation de la machine travaillant à poste mobile ou en phase différée.

Pour une demi-section de tunnel (40 à 50 m<sup>2</sup>) une machine de 200 kW de puissance installée sur la tête autorise des rendements de :

*Rc < 80 MPa : 10 m<sup>3</sup>/h*

*Rc < 50 MPa : 20 à 30 m<sup>3</sup>/h*

*Rc < 30 MPa : 30 à 50 m<sup>3</sup>/h*

# 9 - Machines foreuses pleine section (rocher)

## 9.1 - Description

Une machine foreuse est un moyen d'excavation mécanisé, qui par son principe fondamental de travail continu, se substitue aux méthodes traditionnelles de creusement à l'explosif qui sont séquentielles.

Sont définies sous le terme "pleine section" ou "à attaque globale ou pleine face" les machines capables d'excaver en une seule fois la section du tunnel à réaliser, à l'inverse des machines "à attaque ponctuelle" (Annexe 4.8) qui abattent le terrain de manière sélective et par partie.

Ces machines sont utilisées dans des massifs rocheux qui ne nécessitent pas de soutènement immédiat.

Quand les conditions de stabilité ne sont plus assurées, il est mis en œuvre des boucliers mécanisés (Annexe 4.12). Les deux types de machines sont généralement considérés comme des tunneliers.

### 9.1.1 - Principe et fonctionnement des machines

#### 9.1.1.1 - Constitution (Fig. 4.9.1)

Une machine pleine section est constituée par :

- une tête de forage ou plateau porte-outils de forme circulaire dans les machines rotatives sur lequel sont

disposés les outils de coupe de type molettes, disques ou pics ;

- un bâti fixe dans lequel sont repris les efforts de poussée de la tête sur le front de taille et le moment résultant du travail de découpe du rocher ;

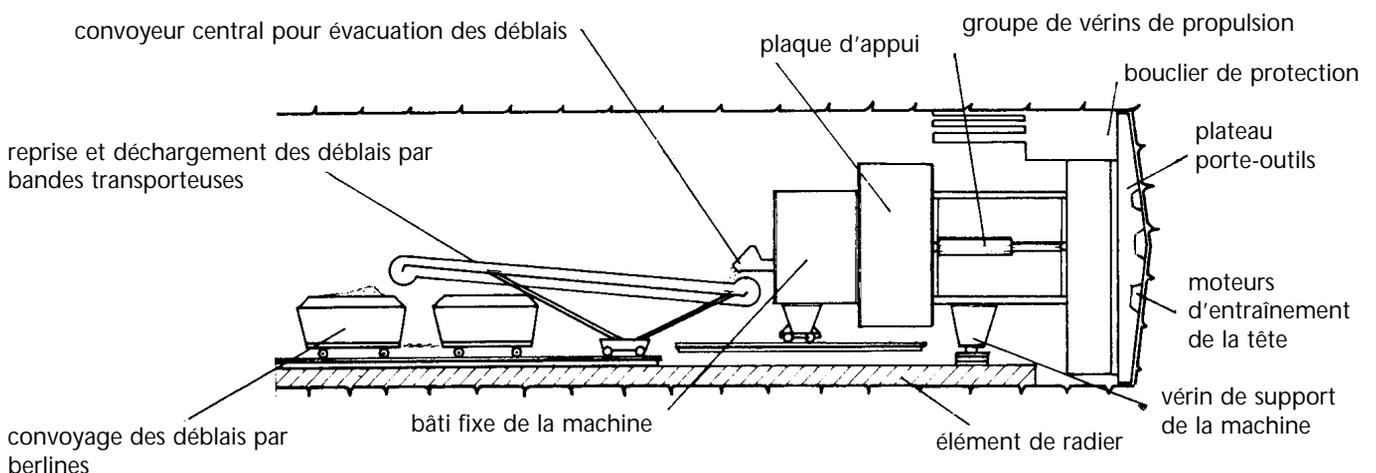
- un système de propulsion et d'appui de conception différente selon le type de machine et la qualité du terrain encaissant :

- grippeurs ou patins d'ancrage latéraux vérinés au terrain et propulsion par coulisage relatif bâti fixe - tête de forage ;

- groupe de vérins de propulsion prenant appui contre le revêtement mis en place directement à l'avancement ou contre un anneau de réaction quand le terrain n'autorise pas l'utilisation de plaques d'appui (Annexe 4.12) ;

- un système de marinage par reprise des déblais au front de taille par les augets solidaires du plateau porte-outils et évacuation par convoyeur jusqu'à l'arrière de la machine ; l'extraction des déblais peut être également assurée par une vis située en partie inférieure de la chambre d'abattage ;

- des équipements annexes optionnels : casquette de protection, bras de boulonnage, érecteur de cintres ou voussoirs, lance à béton projeté ; foreuse pour sondage de reconnaissance à l'avancement, bouclier simple ou articulé dans les terrains meubles et aquifères (Annexe 4.12).



▲ Fig. 4.9.1

*Schéma général constitutif d'une machine pleine section*

# Tunnelier

Un tunnelier est une machine réalisant *en continu* le creusement d'un tunnel et, si nécessaire, la mise en place d'un revêtement à faible distance du front de taille.

Sauf exception, le tunnelier réalise un tunnel de forme circulaire :

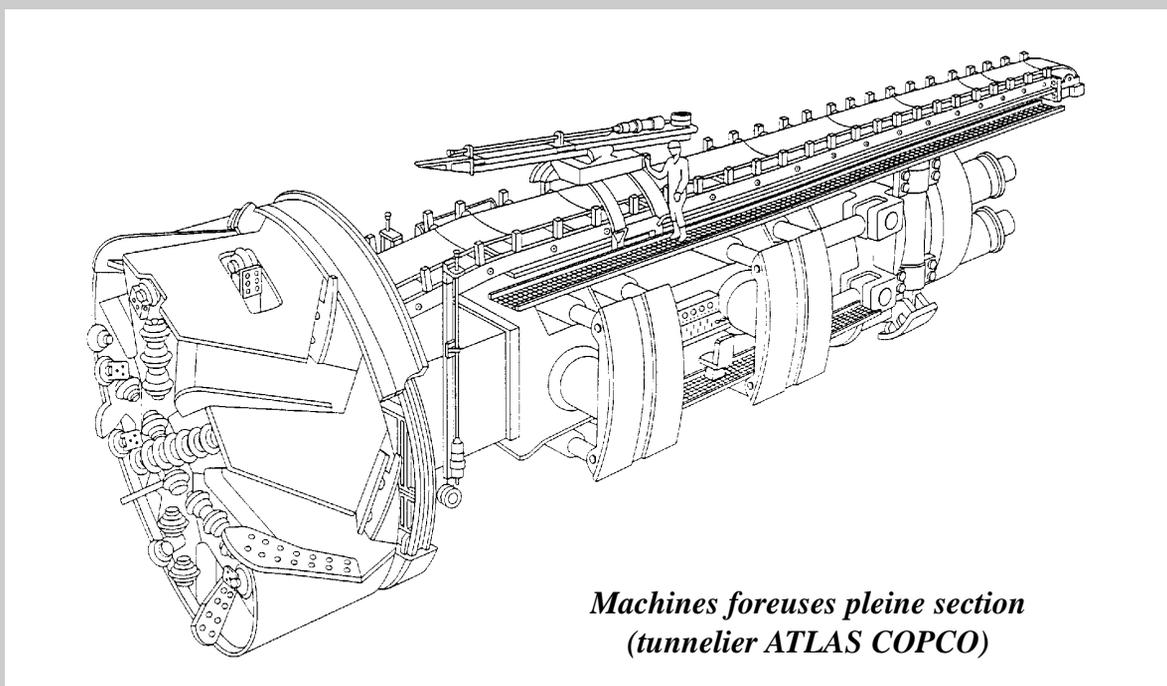
- Dans le rocher, l'excavation peut ainsi se faire par attaque globale à l'aide d'une **machine foreuse pleine section** qui prend généralement appui directement au terrain par l'intermédiaire de grippers ou patins d'ancrage latéraux. (Annexe 4.9).
- En terrain tendre nécessitant un soutènement important, la forme circulaire est la mieux adaptée à la reprise des efforts. Le tunnelier comporte alors un **bouclier** et le front peut être pressurisé (\*). En



grand diamètre, l'excavation se fait par attaque globale à l'aide d'une roue de coupe à l'avant de la machine avec un procédé de marinage adapté au mode de confinement. La machine progresse en s'appuyant contre le revêtement mis en place au fur et à mesure de l'avancement par l'intermédiaire de vérins. (Annexe 4.12).

Le revêtement mis en place est généralement le revêtement définitif. Dans certains cas il peut être complété par un anneau intérieur qui assure d'autres fonctions que la seule fonction de résistance mécanique.

**Tunnelier WIRTH Ø 5m58**  
**(Galerie de Belledonne - 1974)**



**Machines foreuses pleine section**  
**(tunnelier ATLAS COPCO)**

(\* ) Bouclier à air comprimé, à pression de boue, à pression de terre.

### 9.1.1.2 - Principe et fonctionnement des machines (Fig. 4.9.2)

On utilise le double effet du poinçonnement des outils dans le rocher du front de taille par l'intermédiaire des vérins de poussée et du mouvement circulaire de la tête de forage sur laquelle sont montés les outils. La position des molettes ou disques sur la tête est telle que les sillons décrits à chaque rotation soient suffisamment proches (de 6 à 10 cm) pour provoquer la rupture de l'arête rocheuse. Les molettes sont maintenant capables de pénétrer dans des terrains extrêmement durs tels que les granites (200 MPa) ; dans les terrains meubles on utilise des pics ou dents en nombre plus important.

La progression s'effectue "en chenille" par reprise des appuis solidaires du corps de la machine.

La course unitaire de forage est variable suivant le type de machine et les caractéristiques du terrain :

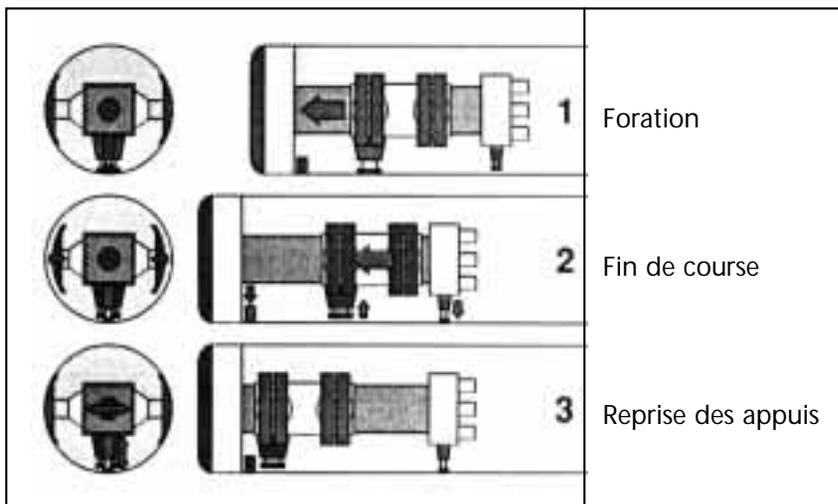
- de l'ordre de 1 à 1,50 m dans les terrains durs à tendres ne nécessitant pas de soutènement,
- de la valeur d'un espacement de cintres ou d'une largeur de voussoirs quand la machine progresse par réaction contre l'anneau du revêtement d'un voussoir.

### 9.1.2 - Forme des sections d'excavation

La forme usuelle réalisée par les machines à plateau rotatif est la section circulaire.

Peuvent être également obtenus :

- Des profils circulaires de grande section par creusement en étapes successives : forage pilote - élargis-

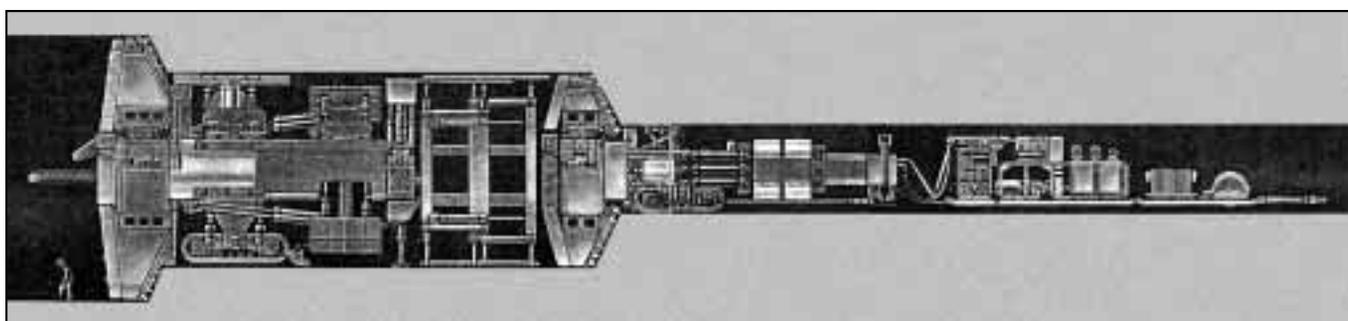


▲ Fig. 4.9.2

#### *Principe de fonctionnement d'une machine pleine section*

seuse - aléuseuse (Fig. 4.9.3). Cette méthode est utilisée quand les puissances et poussées pour l'excavation de la section complète s'avèrent trop importantes ou qu'une galerie pilote s'avère indispensable pour la reconnaissance préalable des terrains ou l'exécution des travaux (Annexe 4.14).

- Des profils quelconques par la méthode des sections divisées : l'excavation circulaire réalisée par la machine constitue une galerie pilote ou galerie d'avancement, les abattages latéraux étant exécutés de manière traditionnelle. Ces abattages latéraux peuvent être réduits à un alésage au moyen de bras de machine à attaque ponctuelle montés sur le train suiveur et solidaires du tunnelier à attaque globale.



▲ Fig. 4.9.3

#### *Tunnelier à grande section avec élargissement par étapes successives*

## 9.2 - Domaine d'emploi des machines

### 9.2.1 - Qualité du terrain encaissant

Deux problèmes principaux doivent être maîtrisés :

- la forme et les caractéristiques de la tête et des outils doivent être bien adaptés au terrain à excaver,
- l'efficacité des grippers doit être garantie.

La prévision des performances d'une machine foreuse et son adaptation au massif rocheux dépendent de deux groupes de paramètres ; le premier à l'échelle de l'échantillon de roche attaquée par l'outil ou groupe d'outils, il s'agit des facteurs de résistance, abrasivité et discontinuité, le second à l'échelle du front de taille et du massif encaissant : il s'agit alors des facteurs de fracturation, hétérogénéité en plan et en profil en long, état des contraintes naturelles, eau dans le massif.

Les caractéristiques des paramètres indispensables à l'étude de faisabilité et leurs modes d'évolution ou de mesures sont définis à la section 2 "Géologie, Hydrogéologie, Géotechnique".

### 9.2.2 - Site

La foration à la machine par rapport à l'explosif désorganise beaucoup moins le terrain et élimine les ébranlements à distance et au voisinage du profil excavé. Il en résulte que les zones urbaines constituent un domaine d'emploi préférentiel des machines foreuses.

*Le deuxième domaine*, le plus favorable, concerne les tunnels de grande longueur en rase campagne dans un rocher relativement homogène.

*Le troisième domaine* concerne l'exécution de galeries-pilotes ou galeries de reconnaissance pouvant être utilisées en phase définitive ou en phase travaux comme galerie de drainage, galerie de sécurité ou galerie de ventilation.

*Le quatrième domaine* est celui de l'excavation des puits nécessités par la ventilation des tunnels longs et parfois utilisés comme puits d'accès pour l'exécution des tunnels principaux.

## 9.3 - Avantages et précautions d'emploi

### 9.3.1 - Avantages

*Le premier avantage* réside dans les cadences de

foration élevées réalisables avec des machines quand le terrain s'y prête ; cet avantage doit cependant être assorti d'un certain nombre de réserves concernant notamment l'organisation à l'arrière de la machine (taux d'utilisation).

*Le deuxième avantage* des machines réside dans la très faible désorganisation du massif par élimination complète des ébranlements nocifs de l'explosif.

*Le troisième avantage* réside dans la diminution voire même la suppression des quantités de soutènement à mettre en oeuvre pour la tenue à court terme de l'excavation.

*Le quatrième avantage* réside dans la réduction des quantités de béton mises en oeuvre par suite du découpage parfait du contour de l'excavation : suppression de béton hors-profil et diminution de l'épaisseur du béton de revêtement.

*Le cinquième avantage* réside dans la qualité et la sécurité du travail à la machine qui sont supérieures à celles des procédés traditionnels, par le fait que le personnel est moins exposé notamment au front de taille.

La connaissance la plus complète de ces facteurs et leur combinaison avec les caractéristiques de la machine permettent de définir ses limites d'adaptabilité.

En particulier, l'étude géologique et structurale doit mettre en évidence :

- la présence d'accident géologique ou zone particulière.
- la continuité et l'homogénéité des terrains dans le profil en long,
- l'état de fracturation du massif,
- la schistosité et le pendage des couches,
- l'hétérogénéité dans le profil en travers.

En première approche, on peut utiliser le diagramme de l'Annexe 4.8 qui combine la résistance à la compression et la fracturation du massif . Dans ce diagramme, les domaines usuels d'utilisation de machines foreuses en roches dures correspondent aux classes A' et B.

Comme pour la machine à attaque ponctuelle, il est possible d'utiliser des machines foreuses pleine section dans la classe A, notamment avec la mise en oeuvre de molettes équipées de roulements et disques supportant des charges élevées, vraisemblablement à des conditions économiques moins favorables.

En ce qui concerne les performances ou vitesses d'avancement des machines, il y a lieu de tenir compte du caractère cassant ou fragile des roches qui est caractérisé par l'indice suivant (indice de "fragilité") :

$$IFR = \frac{\sigma_C}{\sigma_T B}$$

(quotient de la résistance à la compression uniaxiale

par la résistance au fendage brésilien).

- Roche peu fragile IFR < 10
- Roche fragile 10 < IFR < 15
- Roche très fragile IFR > 15

Les limites d'utilisation résultent en fait plus des conditions d'hétérogénéité et de fracturation, comme explicité ci-après.

## 9.3.2 - Précautions d'emploi

### 9.3.2.1 - Hétérogénéité des terrains

En cas d'hétérogénéité des terrains dans la section ou dans la longueur du tracé, les performances de la machine sont considérablement diminuées. A la limite, en cas de difficulté majeure (passage d'un banc très dur, d'une faille, débouillage karstique...), le recours à une méthode traditionnelle peut s'avérer nécessaire, conduisant en ce cas à un retard très important (réalisation éventuelle d'une galerie de déviation pour franchir l'incident et dégager la machine, traitement par injection).

Pour se prémunir contre l'éventualité de rencontre d'accident géologique ou de modification de nature de terrain préjudiciable, il est installé sur la machine un système de reconnaissance à l'avancement par sondage carotté ou destructif avec enregistrement de paramètres.

L'exécution du sondage de reconnaissance est alors intégrée dans le programme de travaux pendant la phase d'arrêt de la machine.

Le forage à la machine est ensuite assuré avec une connaissance du terrain suffisante permettant de prendre les dispositions nécessaires.

### 9.3.2.2 - Tenue à court terme de l'excavation

La nécessité de mettre en place occasionnellement des soutènements à l'avancement constitue une opération toujours délicate et qui limite les avancements.

En l'absence de tenue de terrain ou pour des terrains de caractéristiques médiocres, il est recommandé de mettre en place à l'avancement un anneau de voussoirs préfabriqués en béton contre lequel se propulse la machine.

Dans les formations rocheuses tendres permettant l'utilisation de grippers latéraux, il est également recommandé de mettre en œuvre en partie inférieure un voussoir de radier sur lequel circule le train suiveur de la machine.

### 9.3.2.3 - Tunnel sous forte couverture

La combinaison des fortes contraintes géostatiques et tectoniques dans le cas des tunnels sous forte cou-

verture peut conduire à des états de contraintes initiales supérieurs à ceux estimés par la mesure de la résistance à la compression uniaxiale sur échantillon carotté. Il y a lieu d'en tenir compte pour la détermination des caractéristiques de la machine foreuse et de vérifier les effets d'une détente ou d'un claquage du terrain sur la mise en œuvre de la machine.

Quand le tunnelier est équipé d'un bouclier, il y a également lieu de s'assurer des conditions de frottement qui peuvent conduire à un blocage de la machine sous forte pression (marge de sécurité sur le couple et la poussée, surcoupe).

A grande profondeur des venues d'eau sous forte charge peuvent également poser problème.

### 9.3.2.4 - Section forée

Compte tenu de la structure rigide du plateau porte-outils et des organes de poussée (grippers latéraux ou anneau de poussée), le diamètre foré par une machine donnée n'est variable que dans une marge très faible de l'ordre de 10 à 30 cm (modification des outils aléseurs) ; de l'ordre de grandeur de l'épaisseur d'un soutènement léger additionnel.

Une machine d'un diamètre donné n'est donc utilisable que sur un projet donné et toute variation de diamètre en cours d'exécution doit être considérée comme exceptionnelle.

Dans le cas de la mise en place d'un soutènement conduisant à une réduction de la section, le retrait ou le recul de la machine peut s'avérer impossible sans démontage des organes principaux.

### 9.3.2.5 - Précautions diverses

Elles sont liées à l'encombrement et à la rigidité de la machine :

- nécessité d'une chambre de montage et démontage de la machine ou d'un massif d'appui (radier ancré) à l'extérieur ;
- difficultés de retournement ou de retrait ;
- réemploi sur d'autres chantiers dans un diamètre différent pratiquement impossible sauf modification importante du plateau porte-outils ;
- difficultés d'accès au front pour auscultation, reconnaissance ou traitement partiel.

## 9.4 - Performances

En matière d'avancement, il y a lieu de distinguer :

- L'avancement théorique (exprimé en cm/mn) qui correspond à l'avancement maximal possible pour lequel la machine a été conçue. Il s'agit uniquement d'une vitesse de foration qui ne tient pas compte du temps nécessaire à la mise en place du soutènement.

- L'avancement moyen (exprimé en m/jour) pondéré sur l'ensemble du chantier qui tient compte d'un taux d'utilisation de la machine  $\alpha$ , situé entre 30 et 50 %, correspondant au quotient des heures de marche ou de foration effectives  $T_m$  par les heures des postes productifs  $T_p$ .

$$\alpha = \frac{T_m}{T_p}$$

Ce taux d'utilisation tient compte des délais nécessaires au changement des outils, à l'entretien et à l'incidence d'autres postes non productifs.

- La performance du tunnelier (exprimée en m/h ou m/mois) correspondant à une garantie de résultats entre le constructeur et l'entreprise ou entre celle-ci et le maître d'ouvrage.

Quand l'usure des outils peut s'avérer non négligeable, des garanties sur la consommation sont établies entre les différentes parties.

Ceci étant, on peut se fonder sur les avancements instantanés suivants pour une roche peu fragile (IFR = 10) et peu fracturée (RQD > 75 %).

6m/h	pour	Rc < 50 MPa
3 à 5 m/h	pour	50 < Rc < 100 MPa
2 m/h	pour	Rc > 100 MPa

Pour des roches très fragiles (IFR = 15), les vitesses d'avancements peuvent être doublées.

Pour une roche de dureté moyenne (50 à 100 MPa), peu abrasive et moyennement fracturée (RQD = 50 %), les avancements moyens mensuels suivants peuvent être attendus :

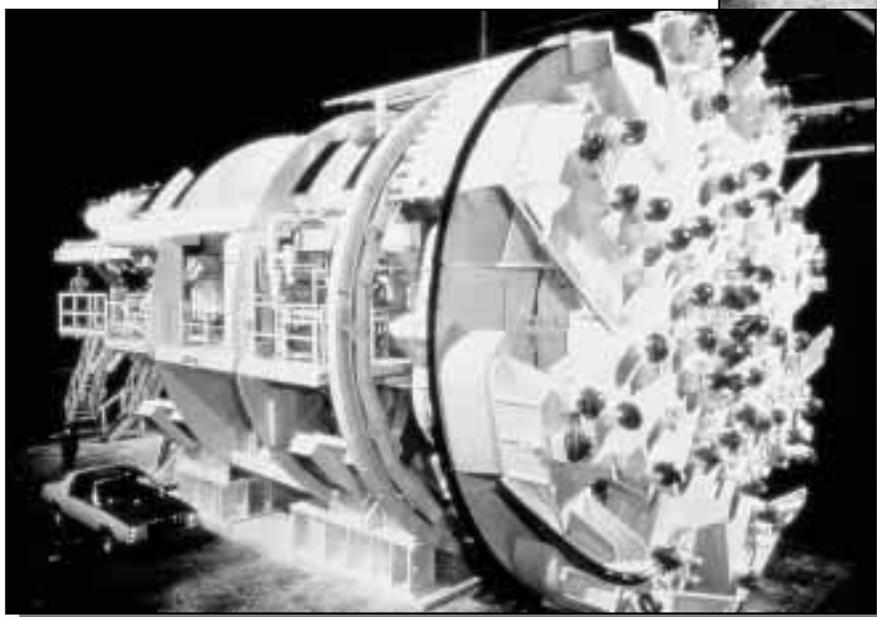
Tunnelier de 3 à 5 m de diamètre :  
300 à 500 m/mois.

Tunnelier de 6 à 8 m de diamètre :  
200 à 300 m/mois.

Tunnelier de 10 m de diamètre :  
200 m/mois.

Des cadences de pointe, 2 à 3 fois supérieures peuvent être constatées sur certains projets mais elles résultent de conditions de terrain relativement favorables et d'une organisation rigoureuse des travaux et enchaînements des tâches, après une période de mise en route pouvant atteindre 6 mois à 1 an, ce qui suppose l'utilisation des machines sur des projets de longueur suffisante.

Par contre, dans les sites difficiles, notamment en terrain meuble et aquifère, où il est nécessaire de travailler sous bouclier avec front confiné, les avancements sont nettement inférieurs aux chiffres avancés, ci-avant (Annexe 4.12).



# 10 - Soutènement traditionnel

## 10.1 - Description

### 10.1.1 - Soutènement métallique

Le premier type de soutènement employé dans les souterrains est le soutènement métallique qui comprend 4 catégories principales :

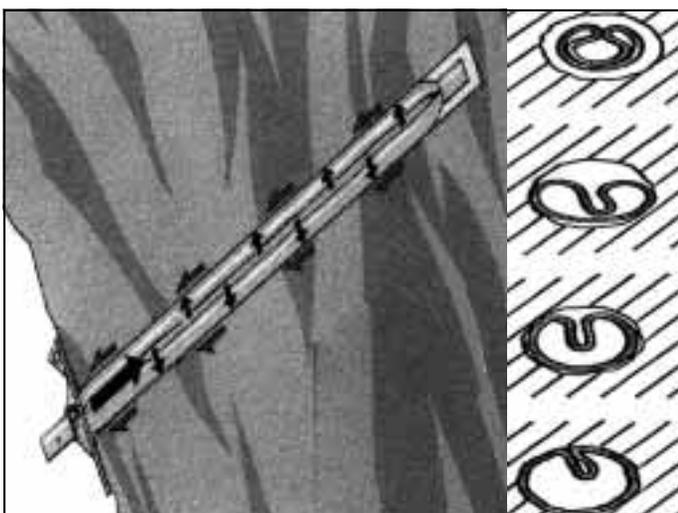
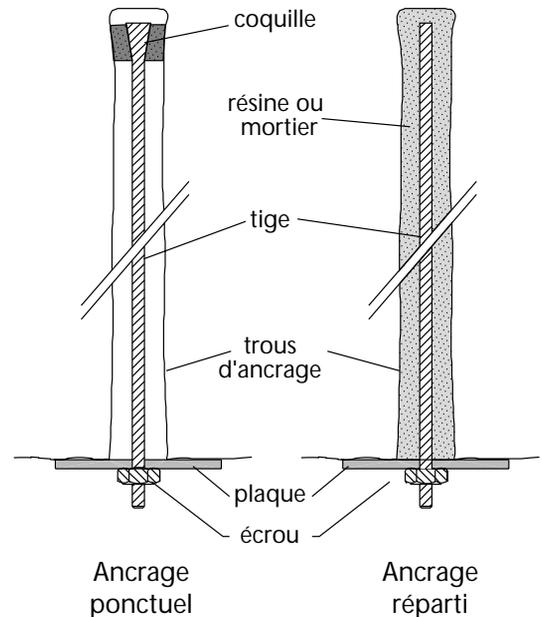
#### ◆ Soutènement par boulons d'ancrage (fig. 4.10.1)

Ceux-ci sont de deux types : boulons à ancrage ponctuel, boulons à ancrage continu.

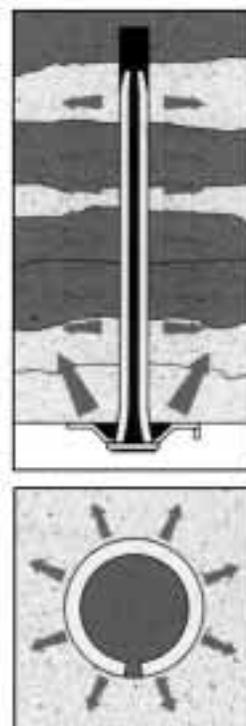
Le choix entre ces deux types est essentiellement lié à la nature du terrain :

- le boulon à ancrage ponctuel, plus rapidement mis en place et moins coûteux, nécessite un terrain suffisamment résistant au niveau de l'ancrage ;
- le boulon à ancrage continu peut être à effet immédiat ou différé, provisoire ou permanent.

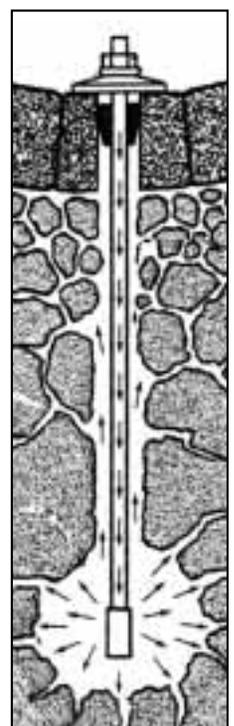
On utilise assez souvent un premier boulonnage immédiat et un deuxième boulonnage en dehors du cycle d'avancement.



Boulon à ancrage par gonflement



Boulon à ancrage par compression



Boulon injecté

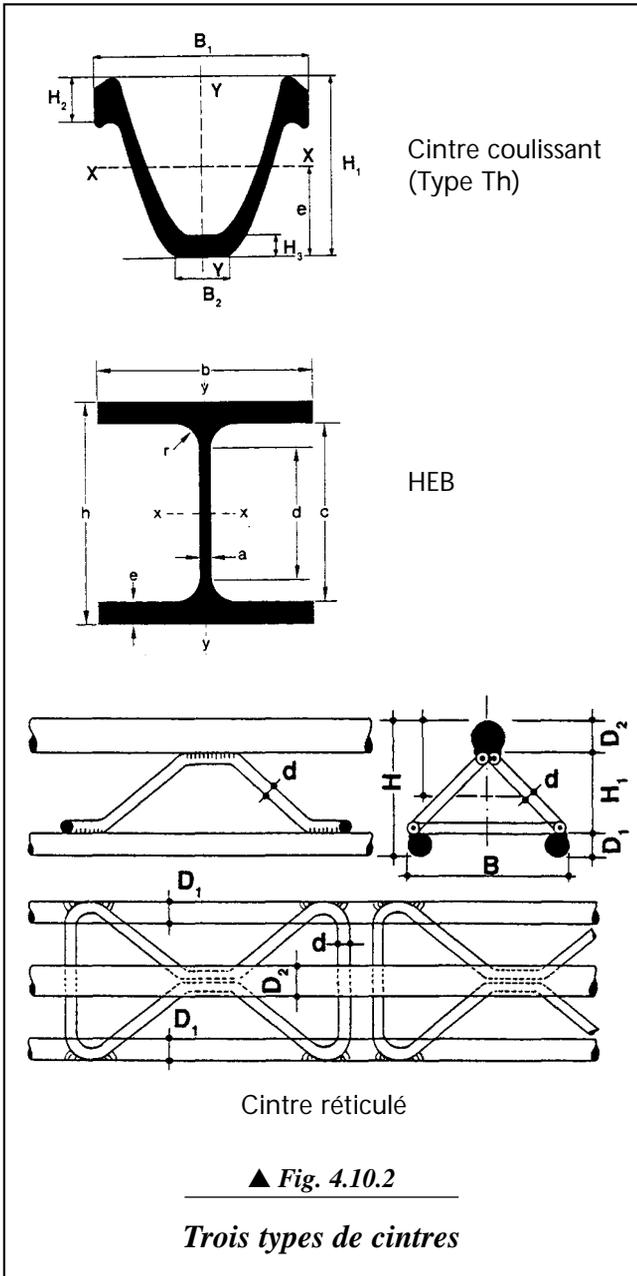
▲ Fig. 4.10.1

*Différents types de boulons d'ancrage*

◆ **Soutènement par cintres métalliques** (fig. 4.10.2)

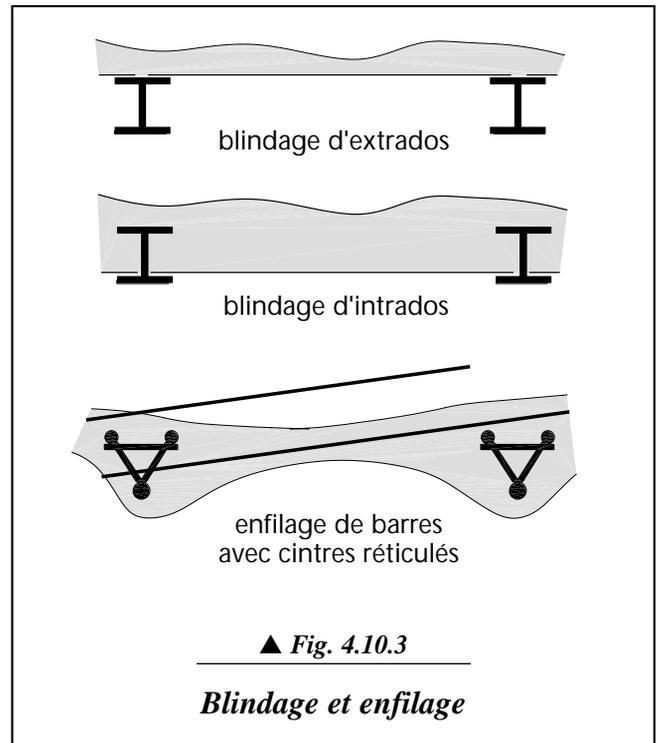
Ces cintres peuvent être des cintres lourds (H) ou réticulés pour les soutènements en grande section, ou des cintres plus légers (profilés TH, UPN) généralement en petite section..

Les cintres réticulés présentent les deux avantages de facilité de mise en œuvre et de très bonne compatibilité avec le béton projeté. Leur emploi est déconseillé lorsque de fortes sollicitations sont prévisibles avant que le béton projeté puisse remplir son rôle. Le profil de la section doit bien sûr être suffisamment régulier (pas de hors-profil trop important).



◆ **Soutènement par blindage** (fig. 4.10.3)

Les plaques de blindage sont mises, jointives ou non, entre les cintres et le terrain. Elles peuvent parfois être tenues par des boulons. Elles peuvent également être liaisonnées entre elles, les cintres ne servant qu'à leur montage et étant ensuite retirés après remplissage entre plaques et terrain.



◆ **Soutènement par enfilage**

Les plaques (plus épaisses que les plaques de blindage) barres ou rails sont ici foncés dans le terrain préalablement à l'excavation de celui-ci. (On se reportera à l'annexe 4.15).

## 10.1.2 - Soutènement en béton

Le soutènement peut aussi utiliser en tout ou partie du béton préfabriqué ou non.

Les types de soutènement utilisant le béton sont les suivants :

◆ **Béton projeté :**

Il est très souvent utilisé en complément du soutènement métallique (boulons, cintres réticulés, TH.) ou en remplacement du blindage métallique. Il peut être renforcé par des fibres métalliques, voire par un treillis.

◆ **Prérevêtement coffré :**

Utilisé soit sur de très courtes longueurs, soit en complément d'un soutènement par cintres métalliques pour renforcer ceux-ci. Ce prérevêtement peut être réalisé avec un coffrage traditionnel ou avec des couchis métalliques jouant ce rôle de coffrage.

Un revêtement définitif est ensuite mis en place à l'intrados du prérevêtement.

◆ **Revêtement à l'avancement :**

Le revêtement définitif du tunnel joue alors un rôle de soutènement en complétant l'action du soutènement métallique. Une telle méthode permet éventuellement d'utiliser des cintres permettant une recompression du terrain et de récupérer ceux-ci avant bétonnage.

◆ Voussoirs métalliques ou en béton préfabriqué :

Ces voussoirs peuvent être mis en place à l'abri d'un bouclier ou directement à l'avancement (en général dans le cas de grandes ouvertures et de faible avancement).

Des voussoirs particuliers (généralement en fonte) peuvent être utilisés au droit des réservations.

## 10.2 - Domaine d'application

En raison de leur diversité, les différents types de soutènements décrits dans cette annexe permettent de traiter les problèmes posés par toutes les catégories de terrain, éventuellement après un traitement de consolidation ou d'étanchéité. Pour préciser le domaine d'application de chacun d'eux, on peut se reporter à la recommandation de l'AFTES portant sur le choix d'un type de soutènement en galerie (cf. annexe 3.1 de la section 3 "Conception et dimensionnement").

Le choix du soutènement n'est pas seulement lié aux exigences du terrain, mais aussi au souci de protection du personnel.

A l'exception des voussoirs, la décision de leur emploi peut être prise au fur et à mesure de l'avancement du chantier sans qu'il en résulte un délai important d'attente, à condition que leur application ait été prévue au marché et au bordereau des prix et qu'on dispose d'une quantité suffisante d'approvisionnements.

## 10.3 - Précautions d'emploi

Le principal problème posé par l'emploi de ces soutènements traditionnels est celui du choix du type et de la quantité de soutènement à utiliser en fonction des terrains rencontrés. Le choix qui appartient à l'entreprise doit être accepté par le maître d'œuvre.

Pour éviter les désaccords fréquents à ce sujet, il convient généralement de veiller à ce que les prix de rémunération de ces différents types de soutènements soient homogènes.

Dans tous les cas, on veille à ce que le soutènement soit posé aussi rapidement que possible après l'excavation et soit bloqué au terrain. Par ailleurs, on doit veiller à la stabilité des assises des pieds de cintres ou du prérevêtement.

## 10.4 - Performances

La mise en place d'un soutènement important au front de taille entraîne l'arrêt des autres phases du cycle de creusement. Il a donc une influence directe sur l'avancement du chantier. De ce fait, suivant le type de soutènement utilisé, le coût de l'excavation d'un tunnel peut varier de 1 à 4.

Par contre, les types de soutènements décrits dans cette annexe (à l'exception des voussoirs) ne demandent pas un matériel de mise en place ou de fabrication de coût élevé. Leur coût reste donc sensiblement proportionnel à leur utilisation quelle que soit leur longueur d'application.

## 10.5 - Bibliographie

### Recommandations AFTES

- ◆ Technologie du boulonnage : en cours de refonte
- ◆ Recommandations relatives à l'emploi des cintres dans les ouvrages souterrains : supplément au n° 117 (mai-juin) 1993 de Tunnels et Ouvrages Souterrains
- ◆ Recommandations relatives à la technologie et à la mise en œuvre du béton projeté : supplément au n° 117 T.O.S.
- ◆ La conception, le dimensionnement et l'exécution des revêtements en voussoirs préfabriqués en béton armé installés à l'arrière d'un tunnelier : n° 147 (mai, juin 1998) de Tunnels et Ouvrages souterrains.
- ◆ Recommandations relatives à la technologie et la mise en œuvre du béton projeté renforcé de fibres : n° 126 (Novembre, décembre 1994) de Tunnels et Ouvrages souterrains.

### Autres références

- ◆ Sprayed concrete linings (NATM) for tunnels in soft ground. ICE design and practice guides (Thomas Telford - Ed. 1996).
- ◆ Réflexions sur la conception, le calcul, la fabrication et la mise en œuvre des cintres réticulés (groupe de travail du CETU) n° 129 (mai-juin 1995) de Tunnels et Ouvrages souterrains.
- ◆ Mines et Carrières - Industrie Minérale - les Techniques  
Rappels fondamentaux sur le boulonnage et lignes d'évolution actuelle (JP. PIGUET - R. REVALOR)  
juin 1992.  
Rôle et pratique du boulonnage (mars 1992).
- ◆ Comprehensive Rock Engineering, volume 4 :  
Excavation, Support and Monitoring PERGAMON PRESS, 1993.



*Revêtement par voussoirs en béton*



*Soutènement par blindage*



*Voussoirs en béton*

# 11 - La nouvelle méthode autrichienne

## 11.1 - Description

Introduite en France à la fin des années 1970 la nouvelle méthode autrichienne (N.A.T.M. selon l'abréviation anglaise) se caractérise par :

- la mise en place, aussi rapidement que possible (\*), d'un soutènement déformable constitué de boulons armant le terrain et d'une couche de béton projeté,
- la réalisation de mesures des efforts et des déformations engendrées dans la voûte et dans le terrain avoisinant dont l'interprétation permet d'adapter les dimensions, les quantités et les phases de mise en place des éléments constituant le soutènement (béton projeté en voûte, au front, en radier, boulons, cintres).

*Le but de ce soutènement est de garantir la stabilité de l'excavation non pas en bloquant tout mouvement mais en créant un anneau porteur de terrain armé.*

L'excavation se fait à pleine ou demi-section, et parfois en section divisée dans le but de mettre le soutènement en place aussi rapidement que possible. La mise en place d'un radier doit souvent être prévue dans les terrains où cette méthode est compétitive.

Le soutènement comprend :

- des ancrages scellés (mortier ou résine) contribuant à créer dans le terrain une voûte armée;
- une coque mince de béton projeté (5 à 25 cm) (généralement armée de treillis soudé ou de fibres métalliques) solidaire du terrain. Son rôle est de protéger le terrain contre l'altération, de créer une continuité entre les éléments du terrain, d'apporter une certaine pression radiale de confinement et de répartir les efforts rapportés aux têtes des ancrages;
- éventuellement, des cintres légers coulissants qui renforcent la coque de béton projeté.

Le dispositif de mesure comprend essentiellement :

- des mesures de déplacement par chaînes de convergence, tassomètre, extensomètre...
- des mesures de contraintes au contact béton-terrain (mesures radiales) ou dans le béton lui-même (mesures tangentielles).

Cette méthode de soutènement assure en principe la stabilité de l'ouvrage de façon définitive. Le béton du revêtement éventuel, mis en place après stabilisation des déformations à l'intérieur de la voûte de béton projeté, augmente la sécurité par un confinement supplémentaire, mais a essentiellement un rôle de conservation de soutènement, d'étanchéité, de protection de l'espace utile.

## 11.2 - Domaine d'application

La Nouvelle Méthode Autrichienne est, en fait, une méthode qui peut s'adapter à la plupart des terrains. Elle est limitée :

- par le temps de décohérence des terrains, qui peut faire que la plus grande section autostable pendant la mise en place du soutènement n'a pas des dimensions suffisantes pour des raisons pratiques (mise en place des boulons) ou économiques;
- par l'hétérogénéité du terrain et sa fracturation, qui peut empêcher d'obtenir à l'abattage une excavation régulière ou produire des concentrations anormales de déformations;
- par l'inaptitude du terrain au boulonnage ;
- par l'importance des venues d'eau et/ou de la charge piézométrique qui empêchent la mise en place du béton projeté.

## 11.3 - Précautions d'emploi

On doit veiller à utiliser une méthode d'abattage perturbant aussi peu que possible le terrain encaissant, qui devra participer, de manière importante, au sou-

(\*) Dans les massifs rocheux soumis à de fortes contraintes on recherche un optimum en autorisant une certaine convergence avant mise en place du soutènement, de façon à limiter les efforts dans ce dernier.

tènement de l'excavation. Pour cela, on utilisera de préférence des moyens d'abattage mécaniques (machines ponctuelles...) ou des plans de tir avec découpage soigné.

On s'attachera à rechercher une efficacité maximale du soutènement, en particulier, en ce qui concerne le béton projeté (contrôles de résistance et d'adhérence) et des boulons (essais d'arrachement). Le soutènement devra être mis en place aussi rapidement que possible après l'ouverture de l'excavation.

Même si l'on attaque par section divisée, on cherchera à réaliser le plus rapidement possible la totalité de la section.

Les mesures effectuées systématiquement en section courante doivent être renforcées dans les zones singulières (passage à une nature de terrain plus mauvaise, têtes, zone urbaine...). Les résultats de ces mesures doivent pouvoir être interprétés immédiatement pour adapter les épaisseurs de béton projeté, l'espacement et la longueur des boulons, la succession des phases.

On doit vérifier la stabilisation dans le temps des déformations. Dans le cas contraire, il faut décider d'un soutènement complémentaire (doublement et/ou allongement des boulons, fermeture rapide du soutènement en radier, etc...).

Pour les mesures, les coûts d'achat des appareils ne sont pas très élevés. Mais les soins à apporter à leur mise en place, à leur protection contre les destructions accidentelles, à l'exécution des mesures et à leurs

interprétations, nécessitent une grande vigilance.

Enfin la Nouvelle Méthode Autrichienne demande une entreprise ayant une expérience suffisante dans ce domaine à tous les niveaux (conception, direction de chantier et exécution).

## 11.4 - Avantages

Dans les limites fixées ci-dessus cette méthode s'applique à de nombreuses catégories de terrain (des roches très résistantes aux roches broyées et aux sols très consolidés). Un des avantages majeurs de la méthode est que le passage d'une catégorie à une autre ne nécessite pas de moyens supplémentaires. Il suffit d'adapter la densité du soutènement, le pas d'avancement ou de modifier les phases d'excavation.

Dans tous les cas, les moyens matériels nécessaires n'impliquent pas d'investissement important.

Enfin, par le fait même que le terrain est appelé à se soutenir partiellement lui-même, le gain sur les quantités de soutènement à mettre en oeuvre doit permettre une économie par rapport aux méthodes traditionnelles.

## 11.5 - Bibliographie

- ◆ L.v. RABCEWICZ - The New Austrian Tunneling Method (Water Power Nov. 1964)
- ◆ Neue Österreichische Tunnelbaumethode, Definition und Grundsätze, Selbstverlag der Forschungsgesellschaft für das Strassenwesen in ÖIAB, Wien 1980 (synthèse en français + figures)
- ◆ FELSBAU Volume 12, n° 5 Octobre 1994

## 12 - Creusement au bouclier mécanisé

Un bouclier est un système de protection constitué d'une structure métallique complète ou partielle à l'abri de laquelle s'effectuent les opérations de terrassement. Le soutènement ou le revêtement peuvent également être mis en œuvre à l'abri du bouclier.

### 12.1 - Description

Un tunnelier équipé d'un bouclier mécanisé doit être à même d'assurer les fonctions suivantes :

- 1 - abattage du terrain en pleine section ou au moyen d'une machine à attaque ponctuelle
- 2 - soutènement du front de taille (confinement mécanique ou pressurisation)
- 3 - soutènement des parois latérales de l'excavation (virole métallique articulée et monolithique)
- 4 - progression du bouclier (appui sur le revêtement mis en place ou, exceptionnellement, par grippers ancrés sur le terrain en place)

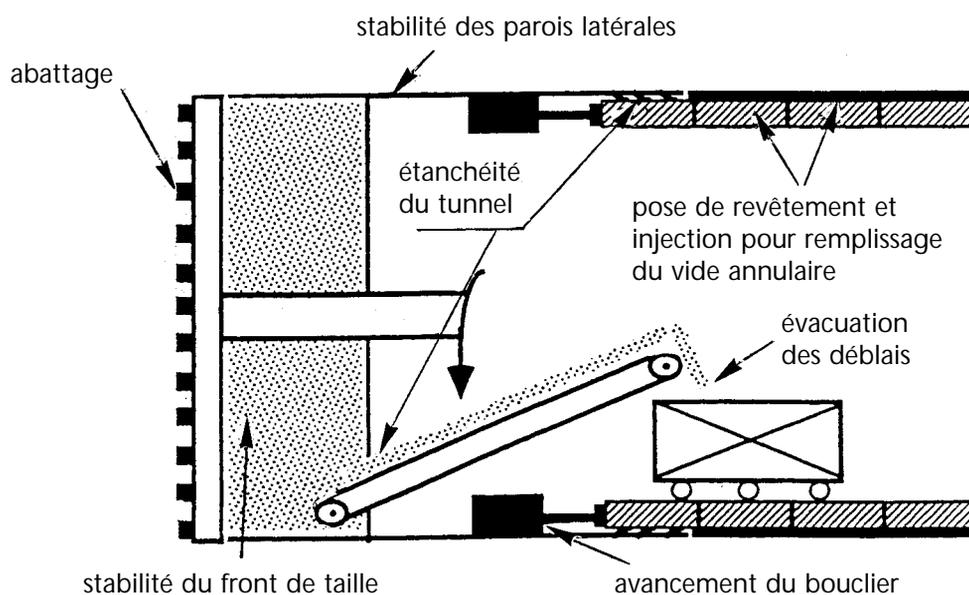
5 - Mise en place du revêtement à l'abri d'une jupe métallique et injection de remplissage du vide annulaire ou mise en œuvre de béton extrudé.

6 - évacuation des déblais à l'arrière de la machine et transport jusqu'aux installations de décharge.

L'ensemble de ces fonctions essentielles du bouclier conduit à adopter une classification basée sur la stabilisation du front de taille.

Quand un confinement du front de taille est assuré de manière mécanique ou par un fluide pressurisé, il s'agit de **boucliers à front pressurisé (front fermé)**.

Quand aucune stabilisation du front de taille n'est assurée ou mise en œuvre, il s'agit de **boucliers non pressurisés (front ouvert)**.



▲ Fig. 4.12.1

*Fonctions d'un bouclier*

# Tunnelier

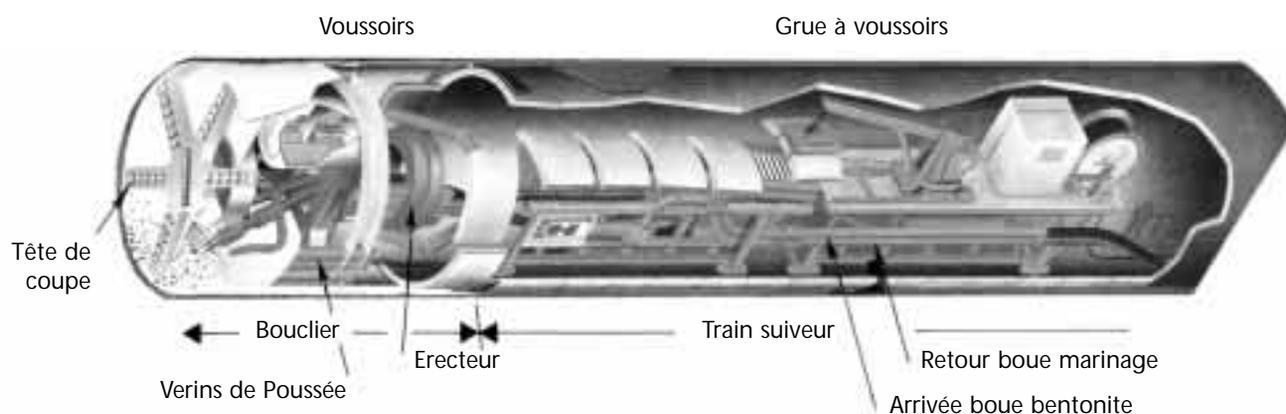
Un tunnelier est une machine réalisant en continu le creusement d'un tunnel et, si nécessaire, la mise en place d'un revêtement à faible distance du front de taille.

Sauf exception, le tunnelier réalise un tunnel de forme circulaire :

- Dans le rocher, l'excavation peut ainsi se faire par attaque globale à l'aide d'une machine foreuse pleine section qui prend généralement appui directement au terrain par l'intermédiaire de grippers ou patins d'ancrage latéraux. (Annexe 4.8).
- En terrain tendre nécessitant un soutènement important, la forme circulaire est la mieux adaptée à la reprise des efforts. Le tunnelier comporte alors un bouclier et le front peut être pressurisé (\*). En grand diamètre, l'excavation se fait par attaque globale à l'aide d'une roue de coupe à l'avant de la machine avec un procédé de marinage adapté au mode de confinement. La machine progresse en s'appuyant contre le revêtement mis en place au fur et à mesure de l'avancement par l'intermédiaire de vérins. (Annexe 4.12).

Le revêtement mis en place est généralement le revêtement définitif. Dans certains cas il peut être complété par un anneau intérieur qui assure d'autres fonctions que la seule fonction de résistance mécanique.

## Coupe de la machine



(\*) Bouclier à air comprimé, à pression de boue, à pression de terre.

### **12.1.1. - Les boucliers à front non pressurisé** (fig.4.12.2)

Ce type de bouclier n'est utilisable que dans des sols cohérents ou terrains rocheux fracturés et déconsolidés et en l'absence de charge hydrostatique. La mise sous pression d'air comprimé d'une partie ou de la totalité du tunnel peut cependant être envisagée pour s'opposer à la pression hydrostatique, les ouvriers travaillant alors sous pression ce qui accroît la pénibilité des travaux et limite les durées de travail (cf. 12.1.2.1).

#### **12.1.1.1 - Bouclier mécanisé**

Le profil de la section creusée est généralement circulaire quand le bouclier est équipé d'un plateau porte outil rotatif.

L'utilisation de machines à attaque ponctuelle de type fraise, godet excavateur ou brise roche hydraulique permet cependant de réaliser des sections non circulaires.

La stabilité naturelle du front de taille peut être localement renforcée par des moyens de protection mécanique (plaques ou volets), par un talus de terrain ou par la division de la section par compartimentage quand la section s'avère importante. Une protection supplémentaire est apportée par des lances métalliques en partie supérieure qui sont avancées au fur et à mesure pour assurer la protection du front et prévenir la création d'éboulements à front.

#### **12.1.1.2 - Bouclier léger à lances**

Une version allégée de ce dispositif est apportée par le bouclier à lances constitué sur tout son pourtour de lances métalliques de forte épaisseur et de grande longueur reposant sur une structure de cintres métalliques lourds faiblement espacés sur lesquels elles prennent appui. Le revêtement qui peut être en béton coffré est mis en place à l'abri des lances. Le vide laissé par les lances lors de leur avancement est comblé par des injections de mortier. Un tel procédé ne permet cependant pas des cadences d'avancement élevées.

L'intérêt essentiel de ce type de bouclier léger est son adaptation à tout type de section et forme de voûte ainsi qu'aux terrains hétérogènes. Son utilisation reste souvent limitée à une demi-section supérieure.

Un procédé concurrentiel consiste à réaliser une pré-voûte telle que décrite à l'annexe 4.15 "Pré-soutènement et soutènement du front de taille".

### **12.1.2 - Les boucliers à front pressurisé** (fig. 4.12.3)

Ce type de bouclier est particulièrement adapté aux terrains meubles et aquifères généralement rencontrés dans les formations alluvionnaires et sédimentaires des vallées. Il a progressivement remplacé les

méthodes de traitement de terrain par congélation ou injections qui s'avéraient nécessaires dans des formations très difficiles, causes de délais longs et de coûts de réalisation élevés.

Par rapport à un bouclier à front non pressurisé, la différence essentielle réside dans la présence d'une cloison étanche à l'avant de laquelle est mobilisée en continu et en permanence une pression de confinement qui peut s'exercer de manière hydraulique (pression d'air ou de boue) ou solide (pression de terre ou boue lourde).

Un revêtement provisoire ou définitif mis en oeuvre à l'abri de la jupe est associé obligatoirement à ce type de bouclier. Il peut être constitué de voussoirs préfabriqués en béton armé, de voussoirs métalliques en fonte ou de béton extrudé mis en place à l'avancement par pompage à l'abri d'un coffrage métallique.

#### **12.1.2.1 - Bouclier à air comprimé**

Ce mode de confinement ancien est encore couramment utilisé pour s'opposer à la pression hydrostatique moyennant le respect de certaines conditions géologiques (couverture suffisante de terrain, granulométrie fine, présence d'un horizon perméable). Les inconvénients de ce procédé sont liés essentiellement à l'hétérogénéité des terrains et aux fuites d'air qui peuvent conduire à aggraver le risque de tassement en surface.

Des procédés additionnels (rabattement partiel de la nappe, projection de boue à front, blindage mécanique) permettent de diminuer certaines contraintes d'utilisation de l'air comprimé.

Pour des opérations d'entretien ou de maintenance, le personnel peut malgré tout être amené à pénétrer dans la chambre sous pression d'air. Les conditions d'accès et de travail sont régies par des règles de sécurité très sévères et très précises, notamment en matière de sas, qui influent sur la conception des boucliers.

#### **12.1.2.2 - Bouclier à pression de boue**

La pression de confinement à boue équilibre à la fois la pression hydrostatique et la pression des terres au moyen d'un cake imperméable qui se dépose sur le front de taille. La boue chargée des déblais excavés au moyen de la tête d'excavation est extraite en permanence au moyen de pompes hydrauliques et le transport des matériaux s'effectue de manière hydraulique.

Ce procédé nécessite l'installation d'une station de traitement pour dessabler les boues et les régénérer (figure 4.12.4). Les contraintes d'utilisation sont liées aux terrains hétérogènes avec présence de blocs nécessitant un concassage, voire même une intervention à front ainsi qu'aux terrains très imperméables nécessitant des adjuvants dans les boues.

### 12.1.2.3 - Bouclier à pression de terre

Dans ce type de bouclier, les déblais excavés sont confinés dans la chambre d'abattage et évacués en continu au moyen d'une vis d'extraction dont le débit est adapté à la vitesse de progression du bouclier.

La réussite de ce type de confinement par vis nécessite une maîtrise parfaite des pressions dans la chambre et la connaissance en permanence des volumes excavés. Les terrains pour leur part doivent être suffisamment maniables pour assurer une pression homogène dans la chambre et suffisamment imperméables pour maintenir une pression d'eau suffisante à front quand celle-ci existe de manière à mobiliser un gradient de pression dans la vis.

Par rapport au confinement hydraulique à la boue, le type de bouclier à pression de terre permet de travailler soit en mode fermé soit en mode ouvert sans modification importante et conduit ainsi à des cadences d'avancement supérieures.

### 12.1.2.4 - Bouclier à boue lourde

Pour accroître le domaine d'utilisation du bouclier à pression de terre dans les terrains hétérogènes, il s'avère souvent nécessaire d'injecter dans la chambre des ajouts sous forme d'argile, de boue bentonitique ou de mousses à base de polymères pour améliorer les caractéristiques des terrains en place.

L'utilisation de ce type de boucliers utilisant un confinement solide (terre, boue lourde) reste cependant actuellement limitée au diamètre de 11 m environ compte tenu de la difficulté d'assurer une pression homogène sur toute la surface du front de taille.

## 12.2 - Domaine d'application

De par leur conception et leur principe de fonctionnement, les boucliers à confinement sont parfaitement adaptés aux terrains difficiles à médiocres pour lesquels les techniques traditionnelles de creusement de tunnel imposent la modification ou l'amélioration de leurs caractéristiques géologiques et géotechniques (rabattement de nappe, congélation, traitement par injection, jet grouting).

Cette méthode de creusement au bouclier à confinement reste souvent la seule méthode possible quand les contraintes d'environnement excluent une solution par tranchée couverte ou rabattement de nappe.

Le confinement permet par ailleurs de limiter les décompressions de front de taille et par voie de

conséquence les tassements en surface induits par le creusement. A ce titre, le bouclier à pression de confinement est parfaitement bien adapté aux sites urbanisés et sous faible couverture moyennant un remplissage immédiat du vide annulaire et un blocage efficace du revêtement mis en oeuvre à l'abri de la jupe du bouclier, car ce vide remontant progressivement en surface est à l'origine de la majorité des tassements constatés en surface.

## 12.3 - Précautions d'emploi

Elles résultent de la bonne adaptation du bouclier aux conditions du projet, la sensibilité des paramètres géologiques et géotechniques étant telle qu'une remise en cause de la faisabilité ne peut être envisagée en cours de travaux compte tenu des investissements élevés occasionnés par cette méthode.

Des méthodes de reconnaissance spécifiques destinées à réduire les aléas sont préconisées et graduées suivant la nature des terrains et les contraintes inhérentes au site.

L'hétérogénéité des terrains est sans conteste la contrainte la plus importante ; elle nécessite une connaissance parfaite du toit rocheux et de la présence d'obstacles naturels (karst, discontinuités) ou artificiels (pieux, ouvrages enterrés, fondations).

Le choix du type de confinement résultera de la combinaison des caractéristiques hydrauliques (perméabilité et charge hydraulique) ainsi que physiques (granulométrie et porosité). Pour la détermination des paramètres spécifiques au bouclier, ce sont les caractéristiques physiques et mécaniques des terrains qui sont essentielles.

L'attention est également attirée sur les tassements, même réduits, induits par cette méthode et le risque de création de fontis à l'avancement qui nécessite une maîtrise parfaite du confinement.

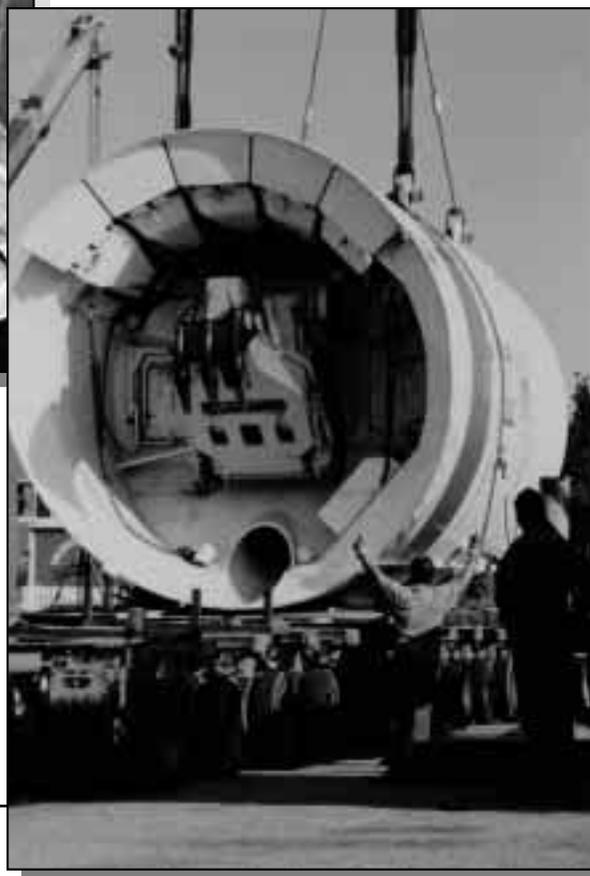
## 12.4 - Bibliographie

- ◆ A.F.T.E.S. Recommandations sur le choix d'un type de tunnelier ou de bouclier mécanisé (Tunnels et Ouvrages Souterrains n° spécial Mai 1988).
- ◆ A.F.T.E.S. Recueil de fiches signalétiques de chantiers mécanisés.
- ◆ C. BOUYAT - Le soutènement à pression de boue - Tunnels et Ouvrages Souterrains (n° 106 - Juillet- Août 1991).
- ◆ Tunnels et Ouvrages Souterrains (n° 119 - Septembre-Octobre 1993).
- ◆ Tunnels et Ouvrages Souterrains (n° 128 - Mars-Avril 1995).  
Spécial Journée d'Etudes de l'A.B.T.U.S. (8 Novembre 1994).
- ◆ C. RAYNAUD - Les Tunneliers (FAURE et Associés - Paris 1992).
- ◆ B. MAIDL, M. HERRENKNECHT, L. ANHEUSER - Mechanised Shield Tunneling (Ernst & Sohn - 1996).



▲ Fig. 4.12.4

*Ensemble de l'installation de préparation, dessablage, dessaturation/pressage des boues bentonitiques du Métro de Lyon*

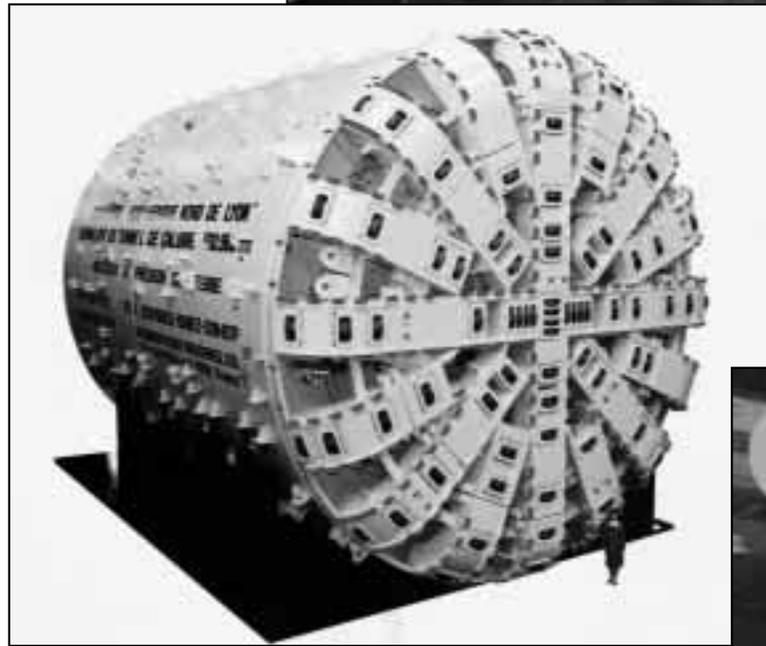


▲ Fig. 4.12.2

*Bouclier mécanisé (ce type de bouclier est généralement réservé à de petites sections)*

*Bouclier à  
pression de boue*

*(Chantier  
METEOR  
à Paris)*



*Bouclier à pression de terre de x 10,96 m  
(Tunnel de Caluire)*

*Bouclier à  
pression de boue  
(Métro de Lille -  
Lot III - Ligne 1 bis)*



▲ *Fig. 4.12.3*

# 13 - Traitements de terrain

## 13.1 - Définition et finalité des traitements de terrain

Sous l'appellation "**traitements de terrain**", on entend tous les procédés ou artifices permettant de modifier les caractéristiques physiques et mécaniques des terrains **dans leur masse**.

Les buts recherchés par le traitement du terrain sont de deux types, leurs effets pouvant bien sûr se cumuler :

- amélioration des caractéristiques mécaniques du terrain,
- modification des cheminements de l'eau dans le terrain par réduction de la perméabilité ou de la charge d'eau au niveau de l'ouvrage.

Les principaux procédés de traitement de terrain envisageables sont :

- le drainage à l'avancement,
- le rabattement de nappe,
- les injections de traitement (consolidation et/ou étanchement),
- le jet grouting (injection par déstructuration),
- la congélation,
- la vibroflottation.

D'autres procédés d'amélioration du terrain utilisés en travaux souterrains font appel à un **renforcement** par inclusions : boulonnage au front de taille, colonnes de jet-grouting ...

On se référera pour leur description à l'annexe 4.15 "Pré-soutènement et soutènement du front de taille".

Il faut souligner que, d'une manière générale, le traitement du terrain est destiné à améliorer la **stabilité** de l'excavation à court, voire à long terme. Le traitement préalable au creusement a notamment pour but de permettre l'emploi de méthodes de creusement séquentielles légères sans sujétion supplémentaire autre que celle du traitement. Un bilan économique et une étude sur la faisabilité sont à entreprendre pour faire un choix entre une méthode de creusement lourde (utilisation d'un bouclier à front pressurisé,

pré-soutènement, creusement en section divisée) sans traitement et une méthode plus légère avec traitement.

*L'application de ces procédés spéciaux est grandement conditionnée par l'accessibilité de la zone à traiter. Dans le cas de tunnels à couverture importante la nécessité de traiter à partir d'une galerie, ou du tunnel proprement dit, entraîne des sujétions lourdes pour l'avancement des travaux de creusement.*

## 13.2 - Procédés de traitement

### 13.2.1 - Drainage à l'avancement

En cas de rencontre de milieux perméables gorgés d'eau au cours des travaux, le drainage par **captage local** des eaux permet de réduire la charge hydraulique dans le terrain autour du tunnel et d'éviter les débousses importants.

Ce drainage s'effectue à l'aide de forages tubés ou non, intéressant le terrain sur une dizaine à une quinzaine de mètres en avant du front de taille et latéralement.

Pour que ce traitement soit réalisé avec succès, une bonne connaissance des caractéristiques hydrogéologiques des terrains et des systèmes de fracturation dans les milieux rocheux est nécessaire notamment pour orienter les forages.

Cette méthode est recommandée en attaque montante avec écoulement gravitaire.

Dans le cas d'attaque descendante, son application demande la mise en œuvre d'un système de captage et d'exhaure des eaux par pompage. Le débit au front peut limiter son domaine d'utilisation pour la bonne marche du chantier.

Dans le cas de terrains meubles, le risque d'entraînement par l'écoulement de l'eau dans les forages drainants, voire de débouillage, est une restriction de la méthode vis-à-vis de la décompression des terrains et de ses conséquences sur l'environnement.

Le drainage peut provoquer localement une consolidation du terrain et entraîner des tassements de surface.

## 13.2.2 - Rabattement de nappe

Pratiqué en traitement préalable depuis la surface, ce procédé consiste à diminuer, voire annuler la pression interstitielle au voisinage du tunnel afin de réduire les venues d'eau lors du creusement et ainsi d'améliorer les caractéristiques mécaniques du terrain.

Ce traitement peut être utilisé dans le cas de tunnels peu profonds dans les formations rocheuses fissurées et dans les formations détritiques ou sédimentaires perméables ou peu consistantes.

• Trois techniques peuvent être envisagées :

- puits filtrants et pompage :

technique courante pour  $K > 10^{-5}$  m/s ;

- pointes filtrantes et aspiration :

technique pour faible rabattement (inférieur à 6 m) et  $10^{-6} < K < 10^{-4}$  m/s ;

- électro-osmose :

technique avec application d'un champ électrique pour les milieux peu perméables ( $K < 10^{-6}$  m/s).

L'application de ces techniques a pour conséquence un déjaugage du terrain : des tassements de surface sont à attendre même hors de l'emprise des travaux.

Ce traitement par rabattement de nappe implique des études géotechniques et hydrauliques préalables et une bonne connaissance des contraintes d'environnement.

Pour des raisons économiques, la technique du pompage n'est employable que lorsqu'il existe une couche imperméable assez proche du radier du tunnel.

## 13.2.3 - Injections

Le procédé de traitement par injection consiste à remplir les vides du terrain (fissures ou pores) par un produit liquide ou en suspension appelé coulis qui se solidifie plus ou moins dans le temps. Le coulis est envoyé sous pression dans des forages équipés pour l'injection, traversant les zones à traiter.

L'injection a pour résultat de réduire la perméabilité et/ou d'augmenter les caractéristiques mécaniques d'une roche ou d'un sol.

## a) Classification des injections

Il existe une grande variété de traitements par injection tant par leur fonction que par leurs techniques de mise en œuvre. Leur classification peut s'effectuer d'après les paramètres principaux suivants :

• **Nature du terrain**

- roches peu à fortement fissurées voire karstiques, - sols pulvérulents ou peu consistants depuis les alluvions grossières jusqu'aux sables silteux.

Les caractéristiques essentielles du terrain à injecter sont sa perméabilité, sa granulométrie et sa porosité.

• **Type de traitement**

- consolidation du terrain avec effet d'étanchement, - étanchement du terrain par réalisation d'écrans étanches, - remplissage de gros vides.

• **Type de l'intervention**

- avant les travaux de creusement depuis la surface ou depuis une galerie-pilote, - au cours des travaux à l'avancement pour le passage d'accidents géologiques (notamment failles remplies de sable et argile, sous forte pression d'eau jusqu'à 10 MPa) ou pour la reprise d'éboulements.

• **Nature du site**

- en site urbain avec des problèmes spécifiques liés à l'environnement (soulèvement, résurgences) ou en site vierge, - à faible ou grande profondeur.

## b) Projet d'injection

Il doit définir :

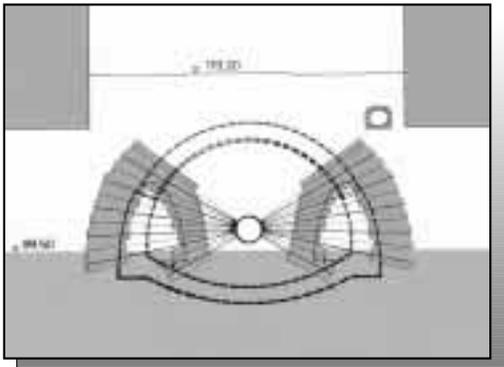
- la zone à injecter (autour du tunnel et/ou devant le front de taille ...), - la nature des coulis à injecter (argile-ciment, gel, résines ...), leur dosage et leurs caractéristiques physiques et mécaniques, (viscosité, densité, résistance, stabilité), - le volume à injecter et la pression d'injection, - la maille de forages, - l'équipement des forages, - la procédure d'injection (phasage).

L'attention est attirée sur le fait qu'un traitement de terrain nécessite un encagement, un confinement de la zone à traiter, impliquant par exemple la réalisation d'un masque au front de taille du tunnel.

L'épaisseur de la zone à traiter devant le front et autour du tunnel est fonction :

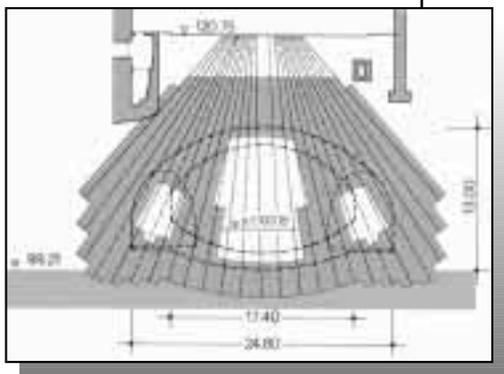
- de la largeur du tunnel, - de la charge hydraulique, - de la nature des terrains, - de la profondeur,

et est conditionnée par la résistance mécanique et le gradient hydraulique dans le terrain traité.



**Exemple d'injection depuis une galerie-pilote**

**Exemple d'injection depuis la surface**



### C) Injections de compensation

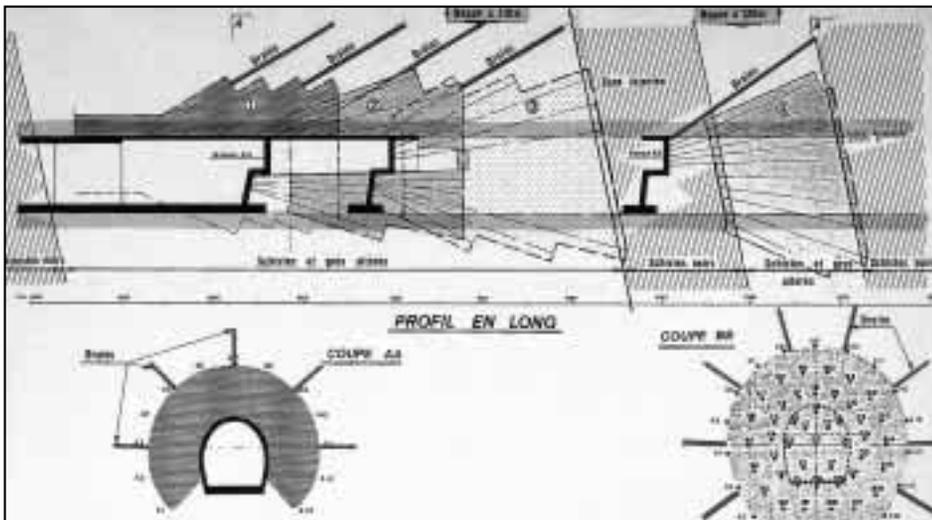
Les injections de compensation ont pour but de compenser les mouvements du terrain se produisant au-dessus du tunnel en cours de creusement, au fur et à mesure de leur apparition, par injection de quantités contrôlées de coulis.

Ces injections sont pilotées en temps réel par un dispositif de mesures de nivellement installé dans le terrain, permettant de décider de l'emplacement des injections et des quantités à injecter. Elles sont réalisées à partir de tubes à manchettes permettant de procéder à ces injections localisées autant de fois que nécessaire.

Jusqu'à présent les injections de compensation ont surtout été pratiquées à faible profondeur dans des sols où la disposition de couches permet de réaliser l'injection au sein d'une couche à peu près homogène ou à l'interface entre deux couches.

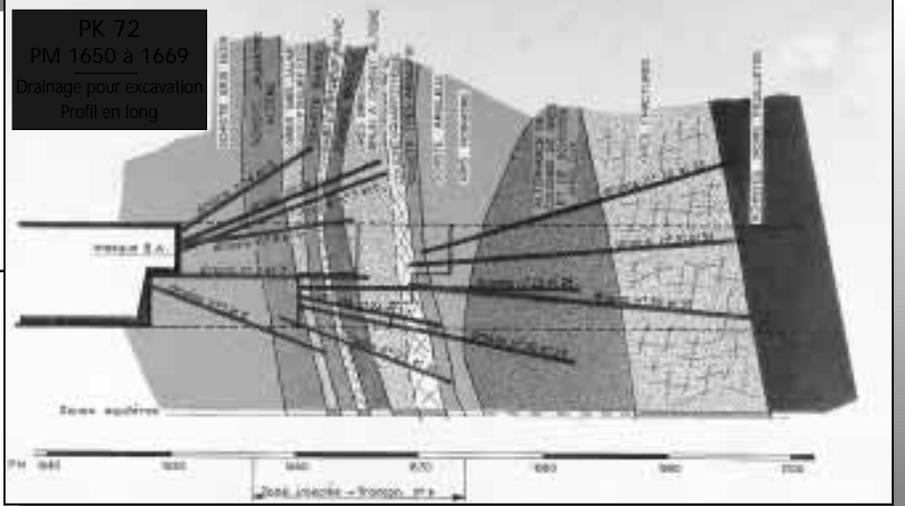
Dans certains cas la phase de compensation proprement dite est précédée de phases d'injection de pré-traitement visant à créer une sorte de dalle de répartition dans le terrain ou à précomprimer celui-ci pour donner une meilleure efficacité au traitement.

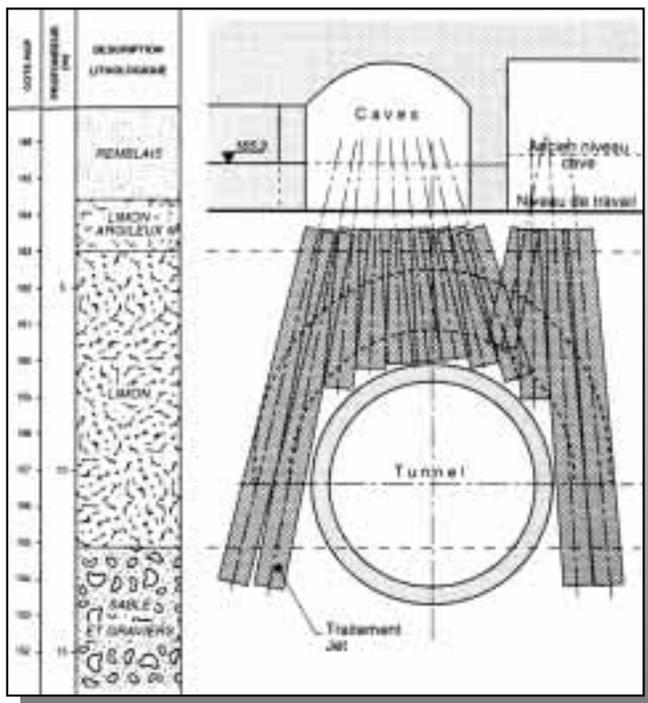
Si les injections sont pratiquées à faible distance du tunnel, il faut bien sûr veiller à éviter les risques de claquage et de déstabilisation du front de taille.



**Injection à l'avancement**

**Drainage à l'avancement**





**Exemple de traitement par Jet-grouting**

- Il est recommandé :
  - pour réaliser des voûtes parapluies à l'avancement des tunnels (pré-soutènement),
  - pour constituer (depuis la surface) des massifs étanches et solides au démarrage ou à l'arrivée des tunneliers),
  - pour traiter linéairement des appuis de cintres ou de radiers de tunnels creusés par section divisée.

### 13.2.5 - Congélation

Dans les terrains aquifères, difficilement injectables et non drainables, il est possible d'utiliser la technique de congélation qui consiste à solidifier l'eau incluse par un refroidissement à basse température.

La création d'une voûte de terrain gelé résistante et étanche est obtenue par la circulation d'un fluide réfrigérant (saumure ou azote liquide) dans des tubages métalliques mis en place dans des forages implantés horizontalement (dans le cas de traitement à l'avancement) ou verticalement (dans le cas de traitement depuis la surface). Le recours à l'azote liquide pour transférer les frigories est préférable dans le cas de traitement très localisé. La très basse température de ce fluide permet une congélation plus rapide et plus fiable du terrain et autorise une épaisseur réduite de la voûte ou du mur congelé. La méthode généralement recommandée consiste à combiner la mise en froid rapide à l'azote avec l'entretien économique à la saumure.

Cette technique longue, onéreuse et très délicate n'est à employer qu'à l'avancement pour des passages ponctuels difficiles quand toute autre technique de creusement ou de traitement s'est avérée inutilisable ou inefficace. Elle peut être envisagée pour :

- les roches broyées et aquifères,
- les sols pulvérulents fins ou cohérents très plastiques à teneur en eau élevée.

Pour l'établissement du projet, l'étude géotechnique et hydrogéologique doit fournir des indications sur les paramètres suivants : température du terrain, granulométrie, teneur en eau et degré de saturation, perméabilité, résistance au cisaillement et déformation ; nappe et écoulement, température et composition de l'eau.

L'implantation et la direction des forages devant recevoir les tubes congélateurs doivent être précises et contrôlées.

L'entretien de la voûte de glace nécessite un apport régulier de frigories dont la quantité est fonction des conditions d'échanges thermiques (circulation d'eau dans le terrain, échange avec l'extérieur à partir du tunnel) qu'il s'agira de limiter au mieux.

Il y a lieu de prévoir des forages de décompression au centre de l'anneau pour éviter la naissance de fortes contraintes internes, de prendre des précautions pour

### 13.2.4 - Jet-grouting

• Le jet-grouting est un procédé de traitement des terrains meubles qui agit en étapes séparées ou combinées par :

- déstructuration du sol par un jet à très grande vitesse,
- extraction partielle du terrain par la circulation des fluides du jet,
- adjonction d'un liant apporté par le coulis (à base de ciment).

• Le traitement nécessite la mise en œuvre de la procédure suivante :

- forage de petit diamètre < 200 mm sur la profondeur ou longueur du traitement,
- mise en vitesse du fluide envoyé sous haute pression au travers de buses de petits diamètres,
- remontée lente des tiges avec rotation pour former une colonne de terrain traité avec le coulis.

• Le diamètre des colonnes et leur résistance dépendent des paramètres de forage et d'injection :

- vitesse de translation et rotation des tiges,
- pression et débit du fluide,
- dosage du coulis,
- nature et compacité du terrain en place,
- méthode de jet utilisée (simple, double ou triple).

• Le jet grouting est principalement employé dans :

- les sols fins difficilement injectables (limons, argiles peu consistantes),
- les sols granulaires à consolider fortement.

le bétonnage contre une paroi gelée et à très basse température (isolation, surépaisseur de béton), d'étudier les conséquences des soulèvements (en phase de congélation) puis de tassements (en phase de dégel) sur l'environnement et l'ouvrage.

### 13.2.6 - Vibroflottation

Cette technique consiste à enfoncer dans un sol pulvérulent un vibreur. Les vibrations générées par le vibreur se propagent dans le sol produisant son compactage en masse.

Pour compenser la réduction de volume on peut ajouter des matériaux pendant le fonçage.

La densification obtenue réduit la perméabilité et augmente la résistance au cisaillement.

Cette méthode est utilisable à condition d'accéder librement en surface à la zone à traiter et pour les tunnels à faible profondeur.

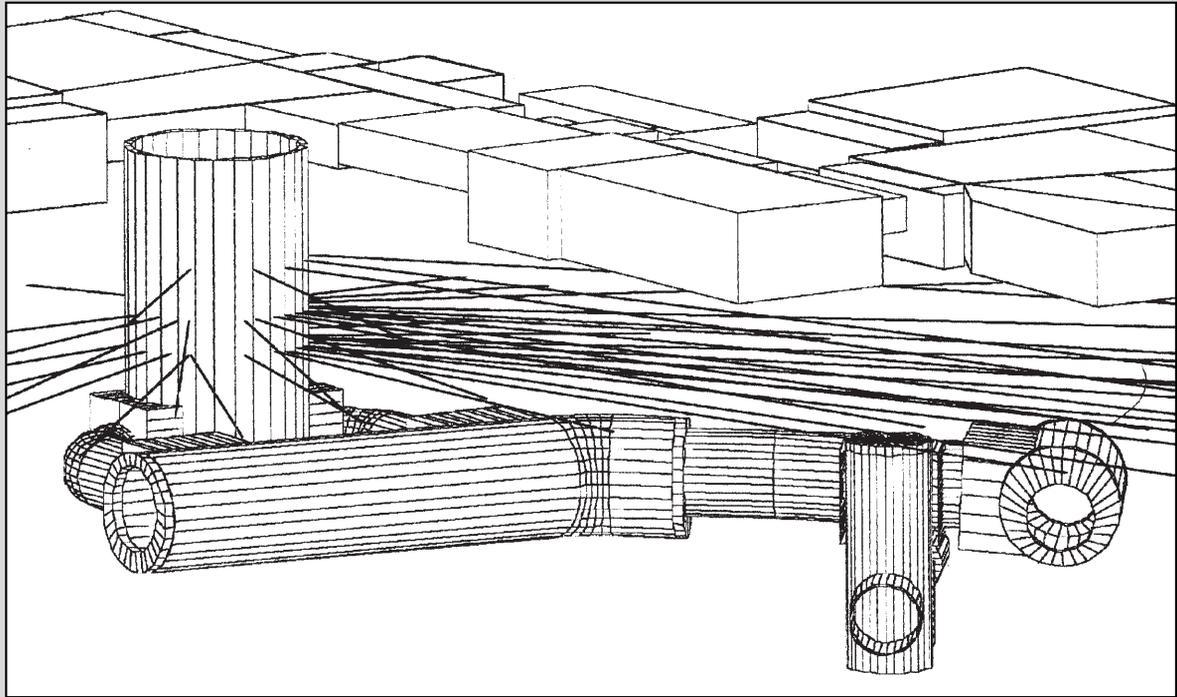
## 13.3 - Efficacité des traitements

Il est nécessaire de pouvoir contrôler l'efficacité d'un traitement de terrain. Si cela peut apparaître relativement facile pour des traitements d'étanchement ou de drainage (baisse de débits d'eau ou de niveaux piézométriques), il n'en va pas de même pour les traitements de consolidation du terrain par injection ou jet-grouting. Chaque fois que possible, on procèdera à l'exécution d'un plot d'essais.

Des recherches sont en cours visant à mettre au point des moyens de contrôle in situ – notamment par méthode non destructives – et à caractériser l'amélioration des propriétés du terrain dues au traitement.

## 13.4 - Bibliographie

- ◆ AFTES - Recommandations relatives aux travaux d'injection pour ouvrages souterrains (Tunnels et Ouvrages Souterrains - n° Spécial mai 1988) - en cours de révision.
- ◆ ISRM - Commission on Rock Grouting (R. WIDMANN) (Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. and Geomech. Vol. 33 - n° 8 - pp. 803-847 - 1996).
- ◆ CEN / TC 288 - Projets de normes européennes :
  - Injections
  - Méthode dite de "Jet grouting"
- ◆ J. MOREY - Les domaines d'application du jet-grouting (Revue Française de Géotechnique n° 61, pp. 17-30 - Décembre 1992).
- ◆ J.S. HARRIS - Ground freezing in practice (Thomas Telford - 1995).
- ◆ J.G. LA FONTA, S. CARAYOL - Contrôles de tassement et injections de compensation (Tunnels et Ouvrages Souterrains n° 140 - pp. 107-115 - mars, Avril 1997).



*Exemple de forages d'injections de compensation depuis un puits  
(Document BACHY)*

# 14 - Galeries-pilotes

## 14.1 - Définition

Une galerie-pilote est une galerie de dimension réduite inférieure à la section de l'ouvrage définitif dans laquelle elle s'inscrit.

Cette galerie exécutée au titre des travaux de génie civil n'a aucun caractère fonctionnel et fait partie intégrante du procédé de construction du tunnel.

Elle peut dans certains cas servir de galerie de reconnaissance en phase de terrassement (voir annexe n° 2-5, "galeries de reconnaissance") de la section 2 "Géologie, Hydrogéologie, Géotechnique" ou réutiliser partiellement ou totalement une galerie de reconnaissance exécutée préalablement au contrat de travaux de génie civil.

Ne sont pas concernées les galeries annexes (ventilation, drainage, sécurité, service...) exécutées hors de la section de l'ouvrage et nécessitées par le fonctionnement ou l'exploitation de l'ouvrage.

abaisser la charge d'eau et évacuer les débits d'eau d'infiltration à front en diminuant ainsi les sujétions des venues d'eau en pleine section. Cette galerie peut n'être conduite que jusqu'à l'aquifère reconnu.

- galerie d'avant-trou faisant office de bouchon destinée à réduire les vibrations dans un creusement à l'explosif et optimiser ainsi la longueur des volées d'abatage ultérieures en pleine section. Cet avant trou est exécuté généralement au moyen d'une machine foreuse, dans certains cas (faible longueur) à l'explosif.
- galerie d'avant trou forée au tunnelier au centre de la section circulaire dans la méthode de creusement mécanisé par alésage successif.
- galerie creusée sur toute la longueur de l'ouvrage et destinée à améliorer les conditions d'hygiène et de sécurité pour un terrassement traditionnel à l'explosif ou à la machine à attaque ponctuelle : elle peut faire office en phase travaux de galerie de ventilation ou de galerie permettant d'évacuer les déblais de manière continue.

## 14.2 - Différents types de galeries-pilotes

Une galerie-pilote peut être une :

- galerie de reconnaissance permettant une bonne identification géologique et géotechnique du terrain en place en affinant les prévisions et en optimisant les soutènements nécessaires.
- galerie d'avancement dans le procédé de section divisée où la stabilité des fronts et des parements est accrue en diminuant la section d'excavation. Cette galerie précède le terrassement en pleine section. Quand sa longueur est limitée à 2 à 3 volées, il s'agit seulement d'un four d'excavation.
- galerie destinée à la mise en œuvre de procédés d'amélioration du terrain préalablement à son terrassement en pleine section.
- galerie de drainage à l'avancement destinée à

## 14.3 - Objectifs des galeries-pilotes

Les objectifs assignés à une galerie-pilote doivent donc être bien précisés de façon à définir de manière optimale son implantation, ses dimensions et son mode d'exécution. Les objectifs peuvent être classés comme suit :

### 1) Contribution directe à la construction

- drainage des eaux d'infiltration,
- traitement préalable des terrains depuis la galerie pilote,
- franchissement d'accidents géologiques reconnus ou supposés,
- alésage successif pour des tunnels de grande section dans des terrains rocheux durs et massifs.

## 2) Facilitation de l'exécution

- réduction des sujétions des venues d'eau en pleine section,
- ventilation des chantiers de terrassement mécanisés ou à l'explosif,
- réduction des vibrations des tirs à l'explosif des abattages ultérieurs par création d'une surface libre de dégagement (galerie faisant office de trou de bouchon), Des projets de tunnels peuvent être réalisés ainsi à proximité immédiate de structures sensibles,

## 3) Information sur les terrains traversés

- reconnaissance géologique et géotechnique des terrains à l'avancement ou préalablement à l'avancement permettant d'optimiser les méthodes de construction,
- analyse du comportement du terrain en section réduite,

## 4) Amélioration des conditions de passation de marché des travaux

- La galerie-pilote est alors réalisée préalablement en tant que galerie de reconnaissance. La réduction des aléas sources de réclamation de la part de l'entreprise, ainsi que l'accroissement des cadences d'avancement et la réduction des délais d'exécution sont à prendre en compte pour juger de l'intérêt d'une galerie pilote.

# 14.4 - Dimensions des galeries-pilotes et implantation

D'une manière générale la galerie aura une section au moins égale à 10 m<sup>2</sup> et sera située de préférence dans la partie centrale de l'ouvrage à excaver.

Les dimensions et implantation dépendent à la fois des objectifs définis pour ces galeries (cf. 14.3 ci-avant) et des moyens en matériel nécessaire à leur exécution, ainsi :

- un avant trou par alésages successifs au tunnelier sera rigoureusement dans l'axe de l'ouvrage circulaire et d'une section adaptée au système de traction du ou des aléseurs.
- un avant-trou creusé au tunnelier en tant que trou de bouchon afin de limiter les vibrations pourra être désaxé du côté de l'environnement sensible. Le gain

apporté sur l'amortissement des vibrations engendrées par les abattages ultérieurs sera fonction de la section creusée au tunnelier. En pratique, ce sont les disponibilités en matériel qui sont déterminants dans le choix du diamètre du tunnelier par l'entrepreneur.

- une galerie destinée au marinage ou au drainage sera située en partie basse de la section. A contrario, une galerie utilisée par la ventilation ultérieure du chantier sera implantée en partie haute de l'ouvrage.

# 14.5 - Contraintes et difficultés des galeries-pilotes

Les principales contraintes et difficultés sont les suivantes :

- l'emplacement d'une galerie pilote dans une section peut induire certaines contraintes dans la méthode de creusement de la pleine section (reprise de soutènement provisoire, drainage ou captage d'eaux de circulation,...),
- obligation d'adopter des techniques de soutènement provisoire compatible avec un terrassement ultérieur traditionnel ou mécanisé. Dans le cas d'alésages successifs mécanisés, nécessité de déposer des soutènements métalliques - ou adoption de boulons destructibles en fibre de verre par exemple,
- accroissement des risques dans l'hypothèse d'une galerie-pilote forée préalablement à la machine dans des conditions géologiques difficiles pouvant conduire à l'arrêt ou au coincement de la machine,
- allongement global de la durée de réalisation de l'ouvrage compte-tenu de la réalisation préalable de la galerie pilote,
- difficulté d'appréciation du comportement des terrains sous faible à moyenne couverture creusés à la machine foreuse et abattus ultérieurement à l'explosif.

# 14.6 - Performances et coûts

Une galerie-pilote ne peut être estimée indépendamment du coût global de l'ouvrage dans la section duquel elle est réalisée. Il s'agit plutôt de comparer les coûts avec ou sans réalisation d'une galerie pilote.

Il faut également distinguer le cas où une galerie pilote est réalisée préalablement à l'excavation de l'ouvrage principal (cas courant de la galerie de reconnaissance) ou dans le cadre de l'exécution des travaux de génie civil (partie intégrante de la méthode).

Dans ces deux cas de figure, la longueur de l'ouvrage à réaliser est un élément décisif quand il s'agit de mettre en œuvre une machine foreuse pour réaliser la galerie pilote. D'une manière générale une longueur de 3 à 4 km est nécessaire pour amortir une machine de creusement ; des longueurs plus faibles sont envi-

sageables en prenant en considération les gains apportés par cette galerie pilote pour les travaux d'abattage ultérieur (ventilation, délai, longueur volées, consommation explosifs).

On peut considérer que le coût de la réalisation d'une galerie pilote au tunnelier en roche dure (hors traitement de consolidation) de 10 m<sup>2</sup> environ représente entre 15 et 20 % du coût total de l'ouvrage définitif.

Le gain global éventuel apporté par la réalisation d'une galerie-pilote doit être apprécié au cas par cas.



*Exemple de galerie-pilote pour traitement du terrain*

*Avant-trou*



# 15 - Pré-soutènement et soutènement du front de taille

## 15.1 - Description

L'opération de pré-soutènement consiste à créer une structure jouant un rôle de soutènement, en avant du front de taille, à la périphérie de la section qui sera excavée.

Outre ce rôle de soutènement, le pré-soutènement peut contribuer à la préservation du noyau de terrain en avant du front de taille, qui est fortement décomprimé par le creusement. Le pré-soutènement est très souvent utilisé en accompagnement d'une action de renforcement direct du front lui-même.

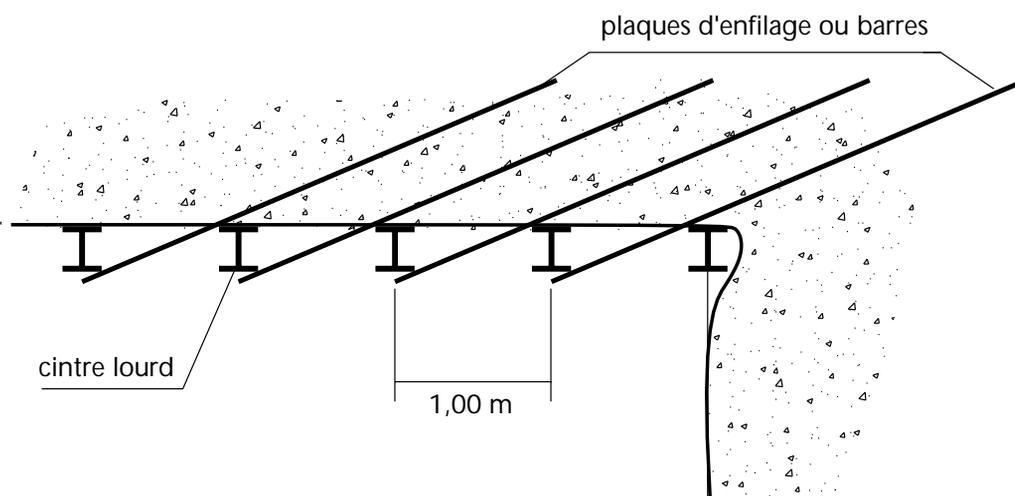
Les techniques d'amélioration du terrain par traitement en masse (injections, drainage...) sont présentées à l'annexe 4.13 (traitement des terrains).

On peut classer les pré-soutènements en trois types :

- Voûte-parapluie
- Pré-voûte
- Anneau renforcé.

### 15.1.1 - Voûte-parapluie

15.1.1.1 - Praticqué de longue date, l'**enfilage en calotte** (figure 4.15.1) consiste à mettre en place des barres ou des plaques d'acier longitudinales, à la périphérie du front de taille, le plus souvent sur le tiers ou le quart supérieur de la circonférence. L'objectif de l'enfilage est d'assurer la sécurité immédiate de l'excavation avant la pose du soutènement.



▲ Fig. 4.15.1

*Enfilages*

15.1.1.2 - Le système des **voûtes-parapluie emboîtées** (figure 4.15.2) peut être considéré comme une extension du précédent, avec un objectif plus large : créer une véritable structure de soutènement, constituée de tubes métalliques (ou plus généralement de

pieux) disposés en couronne subhorizontale suivant le contour de la section qui sera excavée et prenant appui sur des cintres posés au fur et à mesure de l'avancement.

## Voûtes parapluie emboîtées

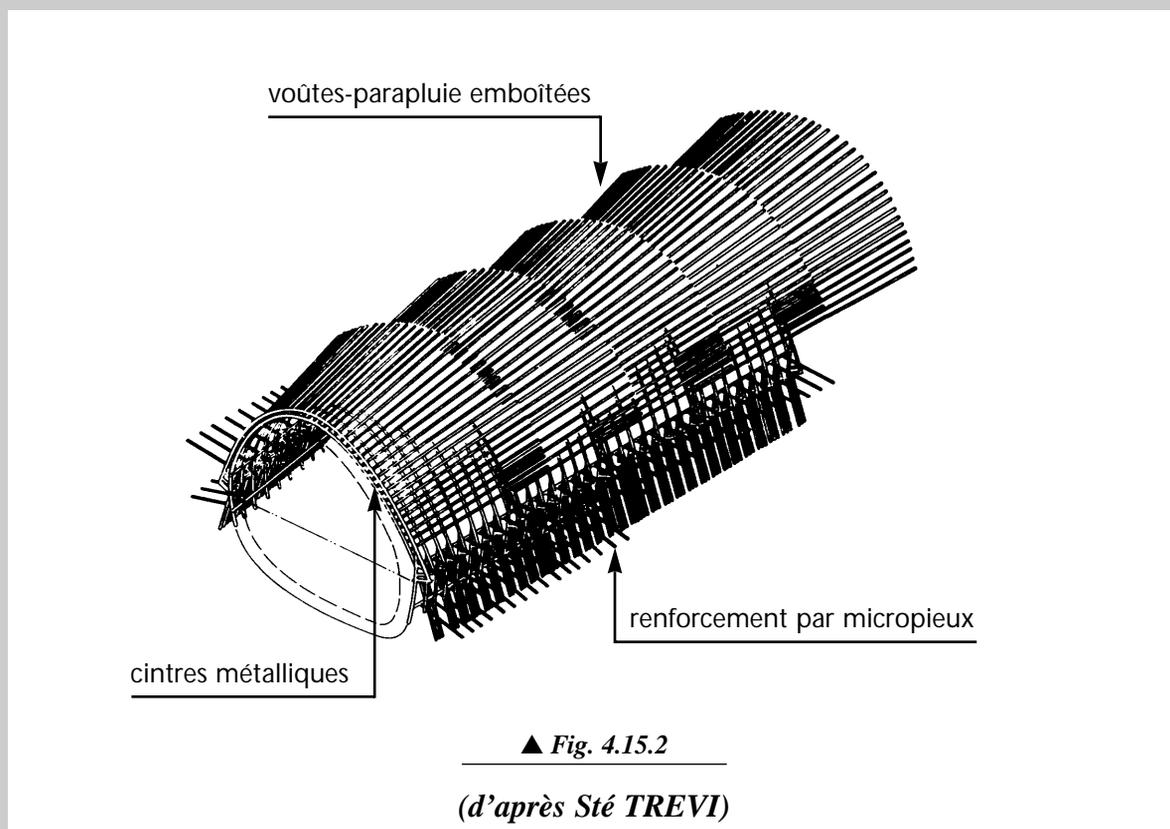
Elles sont constituées, soit de barres ( $\varnothing$  32 ou 40 mm) ou de tubes injectés ( $\varnothing$  90 à 200 mm), soit de colonnes de jet-grouting ( $\varnothing$  60 à 80 cm). La longueur des voûtes successives ne dépasse pas 12 à 15 m, la longueur de recouvrement étant généralement de 3 à 4 m.

Pour limiter au maximum la perte de terrain, la perforation pour mise en place des tubes est exécutée avec un système type "Odex" à roto-percussion avec marteau fond de trou qui entraîne derrière lui le tube métallique. Après insertion du tube, la gaine peut être injectée à faible pression avec du coulis de ciment, puis une injection à haute pression peut être prévue pour consolider et comprimer le terrain entre deux tubes contigus.

Des cintres sont mis en place au fur et à mesure du creusement, généralement avec un interaxe de 0,75 m à 1 m. Ces cintres sont à rayon variable pour suivre la divergence de la voûte. Un contact forcé et immédiat entre les cintres et les tubes peut être obtenu par l'interposition de gaines en polypropylène que l'on remplit de mortier de ciment (par exemple le "bullflex").

Le soutènement en arrière du front est complété par mise en œuvre de béton projeté entre les cintres, associé éventuellement à un boulonnage radial.

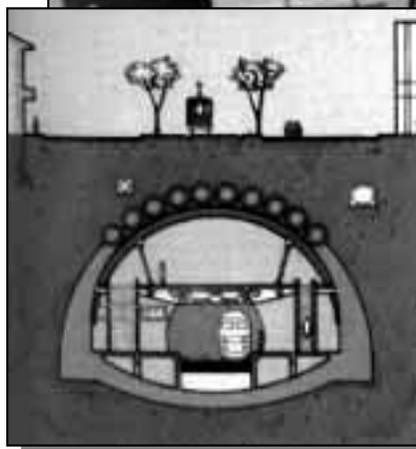
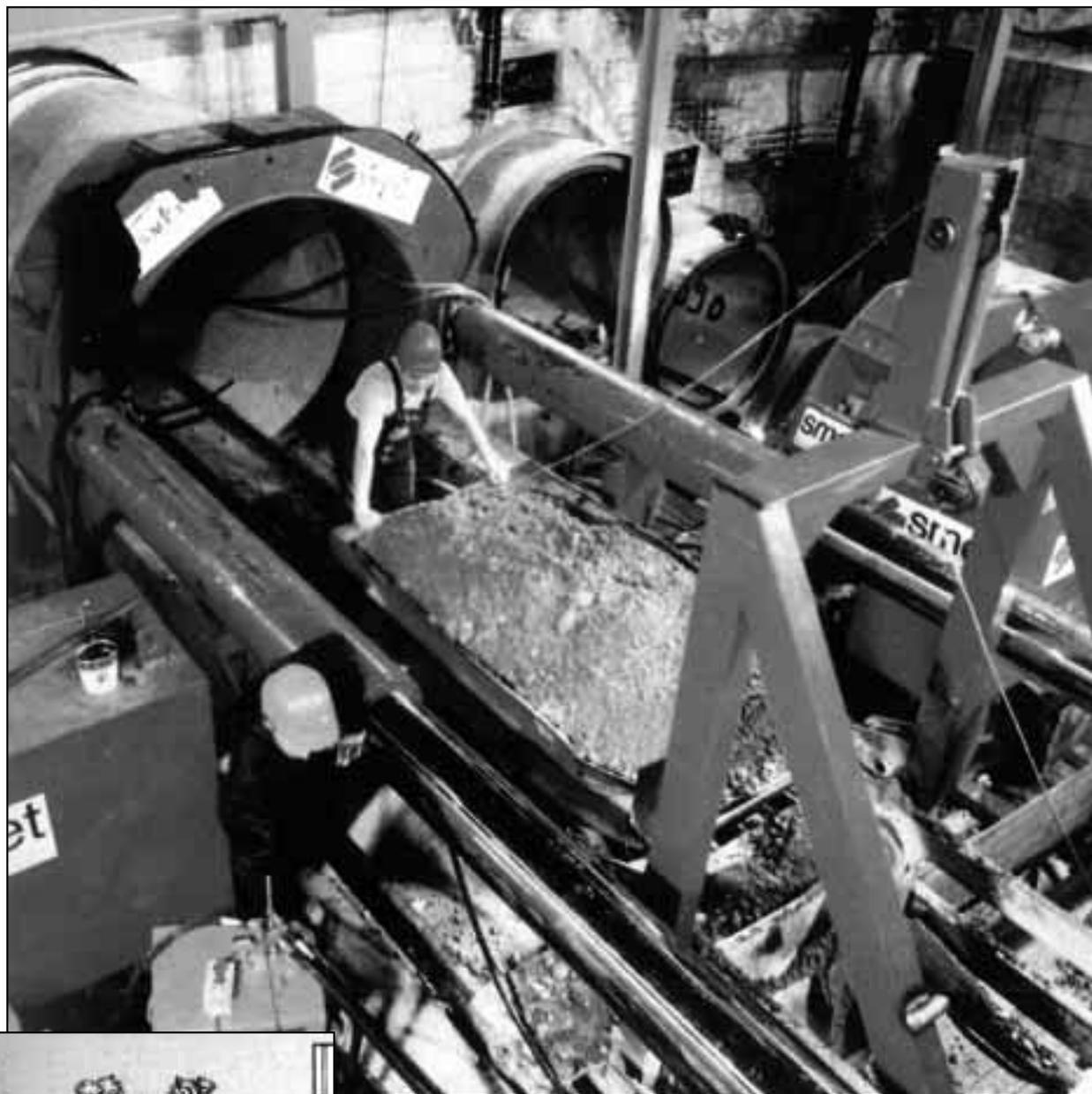
Les voûtes-parapluie de ce type sont généralement utilisées pour le creusement de la demi-section supérieure, le creusement du stross se faisant après confortement éventuel des piédroits, par exemple par colonnes de jet-grouting ou micropieux.



15.1.1.3 - La dénomination "voûte - parapluie" s'applique également à des structures beaucoup plus rigides, constituées de tubes métalliques de forte inertie ( $\varnothing$  500 mm ou davantage) mis en place horizontalement par rotation ou par poussée à partir d'une chambre d'attaque ou de la tête du tunnel.

Si nécessaire la structure peut être renforcée : tubes remplis de béton, jointifs, connectés. On peut aller jusqu'à la création d'un arc porteur (figure 4.15.3).

Des structures de ce type peuvent atteindre plusieurs dizaines de mètres de longueur.



▲ Fig. 4.15.3

*Exemple de structure constituant  
un arc porteur  
(Métro de Milan)*

## Pré-voûtes réalisées par prédécoupage mécanique

Le prédécoupage est réalisé par une machine spéciale comportant un engin de havage porté par un chariot qui peut se déplacer sur un bâti épousant le contour de la section à excaver. Ces machines ont une masse variant de 25 à 120 tonnes pour des puissances s'échelonnant entre 90 et 400 kVA.

Les saignées ont une épaisseur de l'ordre de 15 à 30 centimètres et une longueur de 4 à 5 mètres. Elles sont généralement exécutées en plusieurs phases transversales avec bétonnage au fur et à mesure, de façon à limiter les problèmes liés au déconfinement de la saignée.

La mise en place du béton s'effectue par projection. Le béton peut être armé de fibres métalliques..

Chaque pré-voûte a une forme légèrement tronconique pour permettre la construction de la pré-voûte suivante. Les recouvrements entre pré-voûtes successives sont compris entre 0,50 m et 2,50 mètres.

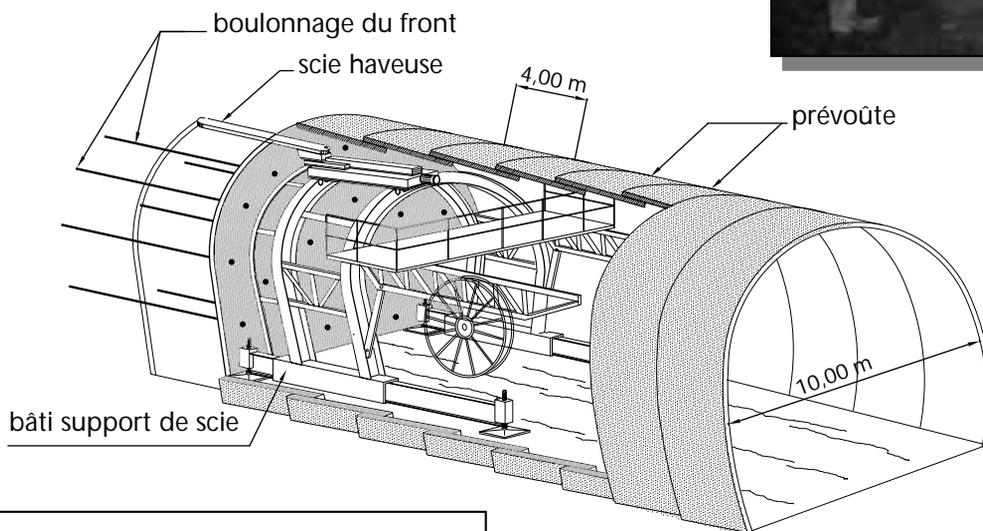
Le creusement en pleine section est recommandé en prévoyant si nécessaire un renforcement du front de taille.

La nécessité d'un soutènement complémentaire par cintres ou boulons radiaux doit être examinée en fonction du phasage des travaux et des conditions de travail des prévoûtes.

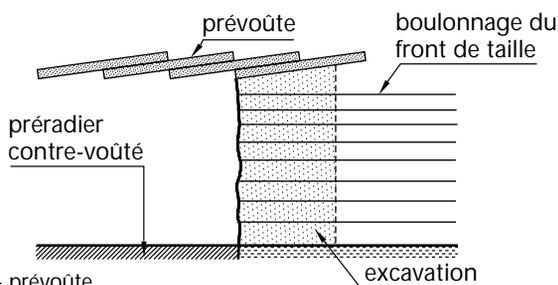
Des développements sont en cours (en Italie) pour passer à des machines capables de réaliser des pré-voûtes beaucoup plus massives (80 cm d'épaisseur, 10 mètres de longueur), réalisant en outre un anneau complet.



*Lame de machine  
de prédécoupage*



### Méthode prédécoupage et prévoûte Pleine section



- 1 - prévoûte
- 2 - boulonnage du front de taille
- 3 - excavation

### *Réalisation de prévoûtes par prédécoupage mécanique*

▲ Fig. 4.15.4

## 15.1.2 - Pré-voûte

Il s'agit d'une structure de pré-soutènement conçue pour travailler sans difficulté en voûte transversalement à la progression du tunnel. La pré-voûte peut être réalisée par différents procédés, généralement :

- La mise en place de béton à l'intérieur d'une saignée réalisée par prédécoupage mécanique (figure 4.15.4) ;
- La création d'une coque à l'aide de colonnes de jet-grouting juxtaposées, par la même méthode que celle mise en oeuvre pour les voûtes-parapluie.

Lorsque le terrain s'y prête, l'utilisation du jet-grouting permet d'obtenir des pré-voûtes de plus grande longueur sous réserve d'une très bonne qualité d'exécution si l'on veut que les colonnes soient réellement jointives et aptes à transmettre des efforts transversalement.

## 15.1.3 - Anneau renforcé

Il s'agit de créer un anneau épais de terrain renforcé autour du tunnel et en avant de celui-ci, généralement par un boulonnage assez dense associé à des injections (figure 4.15.5).

Les boulons, de 5 à 10 mètres de longueur environ, sont disposés en couronne inclinée vers l'avant du front. Ils peuvent être de même type que les boulons de renforcement du front de taille.

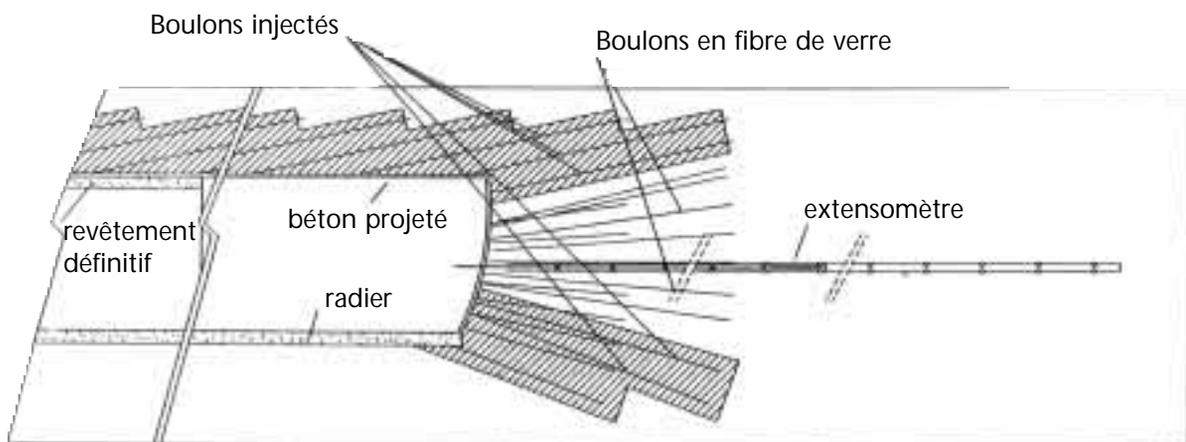
L'anneau de terrain renforcé peut également être réalisé par boulonnage radial à partir d'une galerie pilote précédant l'excavation principale (cf. annexe 4.14).

## 15.1.4 - Méthodes de soutènement du front de taille

Hormis le recours à un bouclier pressurisé (cf. annexe 4.12), les principales dispositions susceptibles d'être adoptées pour soutenir le front de taille d'un tunnel sont les suivantes :

- Maintien d'un merlon stabilisateur non excavé faisant office de contrefort,
- Inclinaison du front, forcément limitée car elle induit des contraintes importantes pour la pose du soutènement (ou creusement en maintenant un décalage de quelques mètres entre la partie supérieure et la partie inférieure du front),
- Drainage au front de taille, s'il y a lieu,
- Renforcement du front comprenant à la fois :
  - l'obtention d'un front de surface bien régulière, plutôt concave (cf. figure 4.15.5),
  - la mise en oeuvre d'une peau en béton projeté éventuellement armé de fibres, de façon à éviter la dégradation superficielle du terrain et à se prémunir contre des instabilités mineures susceptibles de se propager vers l'intérieur du front,
  - la mise en oeuvre d'inclusions pouvant être constituées de boulons destructibles en fibre de verre ou de colonnes de jet-grouting horizontales (figure 4.15.6).

Ce type de renforcement peut être associé à chacun des procédés de pré-soutènement décrits précédemment.



▲ Fig. 4.15.5

*Anneau renforcé (d'après P. LUNARDI)*

## Renforcement du front de taille par boulonnage

Les boulons en fibre de verre utilisés se présentent sous forme de tubes ou de lanières disposées autour d'un tube central servant à l'injection. Il s'agit de boulons passifs scellés au terrain par un coulis de ciment. Les boulons sont mis en oeuvre par une machine spéciale comportant des glissières de grande longueur.

On utilise couramment des boulons de 18 mètres de longueur ; Si l'on considère que les quatre premiers mètres de ceux-ci sont perdus en raison de la "jeunesse" du scellement et que les quatre derniers sont nécessaires à l'ancrage minimum du boulon, il reste environ 10 mètres de longueur de boulon dit "utile". Ceci doit être pris en compte dans le calcul du nombre de boulons à réaliser.

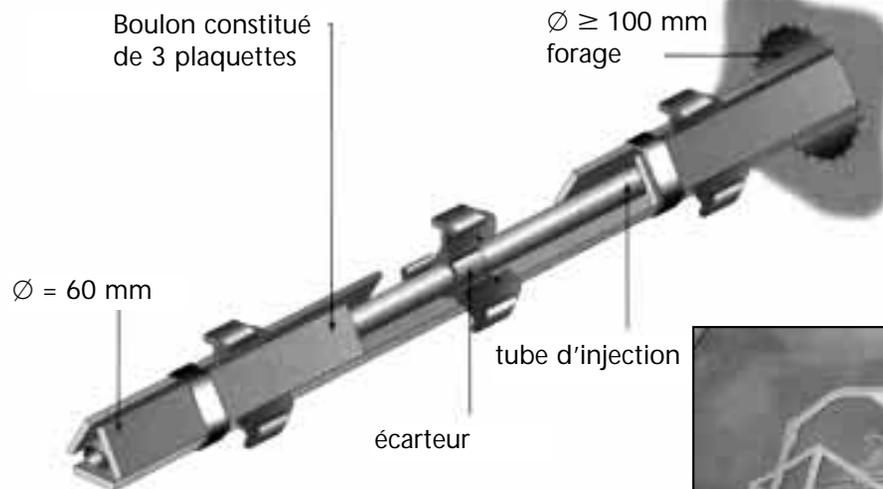
En général on cherche à maintenir un renforcement assez constant en renouvelant un certain nombre de boulons à chaque pas d'avancement.

La force résistante des boulons (généralement quelques centaines de kN) et le schéma de boulonnage doivent être adaptés à la nature du terrain et à l'objectif poursuivi (stabilité du front, maîtrise des déplacements). La densité des boulons peut varier dans de larges proportions : de 1 boulon pour 4 ou 5 m<sup>2</sup> à 2 boulons par m<sup>2</sup>.



### Renforcement du front de taille par boulonnage

#### *Exemple de boulon de front de taille en fibre de verre*



### Mise en place d'un boulon de front de taille

▲ Fig. 4.15.6

## 15.2 - Domaine d'application

### 15.2.1 - Terrains concernés

Les procédés de pré-soutènement et de soutènement du front de taille sont généralement utilisés :

#### 15.2.1.1 - Dans des terrains de faible résistance :

- Rocher très fracturé,
- Roches tendres et sols cohérents : marnes, calcaires tendres, molasses, argiles...
- Terrain avec blocs, manquant de cohésion : moraines, dépôts alluvionnaires...
- Terrains bouleversés : glissements, éboulis...

#### 15.2.1.2 - Dans des terrains de trop forte déformabilité, eu égard à l'objectif de maîtrise des tassements retenu.

Cette situation se rencontrera surtout :

- En site urbain
- Pour les tunnels de grande section
- A profondeur faible ou moyenne.

#### 15.2.1.3 - Pour traiter des points singuliers :

- Démarrage du creusement (têtes)
- Passage de zones broyées, failles...
- Reprise d'éboulements.

#### 15.2.1.4 - Parfois dans un souci d'industrialisation des travaux et d'élimination des aléas (particulièrement en ce qui concerne la pré-voûte, même lorsque la qualité géotechnique des terrains ne l'impose pas.

### 15.2.2 - Choix entre les différents procédés

Comme pour les soutènements traditionnels, le choix d'un procédé de pré-soutènement résulte de la prise en compte de multiples critères. On se limitera ici à donner quelques indications sur les domaines d'emploi préférentiel et les principales limites des différents procédés.

#### 15.2.2.1 - Voûte-parapluie

La voûte-parapluie à base de tubes métalliques convient bien aux terrains hétérogènes : moraines, alluvions grossières, éboulis ou roches fortement fracturées.

Lorsqu'il s'agit non seulement d'assurer la stabilité de l'excavation mais aussi de limiter les déformations du massif, le procédé peut nécessiter des opérations complémentaires importantes : injections de serrage, blocage des tubes sur les cintres, confortement de l'appui des cintres.

L'utilisation du jet-grouting permet d'étendre le procédé à des terrains plus fins sans cohésion : sable, limons.

#### 15.2.2.2 - Pré-voûte

Le prédécoupage mécanique est bien adapté dans les roches tendres et les sols cohérents homogènes : marnes, calcaires tendres, molasses, argiles...

Les limites d'utilisation du procédé sont surtout liées à la possibilité de réaliser la saignée dans de bonnes conditions : ces limites apparaissent en cas de trop faible cohésion du terrain, de venues d'eau, de présence de blocs, de terrain trop dur. Des améliorations sont étudiées pour repousser ces limites d'utilisation, notamment en terrain meuble et aquifère (bouclier de saignée, drainage...)

Lorsque l'appui des pré-voûtes est susceptible de présenter un défaut de portance compte tenu des charges transmises au terrain, la mise en oeuvre d'un radier au plus près du front de taille est nécessaire.

Le prédécoupage présente l'inconvénient de nécessiter l'emploi d'une machine lourde et peu mobile qui doit être adaptée à la section à réaliser, sans pouvoir faire pour autant l'économie d'une machine de boulochage (pour le renforcement du front de taille).

#### 15.2.2.3 - Anneau renforcé

Ce procédé semble le plus universel d'emploi ; Il offre également une grande souplesse : adaptation du type du nombre et de la longueur des boulons, choix entre injections et jet-grouting...

La principale limitation tient sans doute à la cadence d'exécution si l'on est conduit à effectuer un véritable traitement du terrain au fur et à mesure de l'avancement.

Il s'agit d'un procédé qui se situe à mi-chemin entre la création d'une structure de soutènement et une amélioration des caractéristiques du terrain par un traitement en masse.

## 15.3 - Précautions d'emploi

### 15.3.1 - Stabilité locale du front de taille

La mise en œuvre d'un pré-soutènement et d'un renforcement du front de taille par boulonnage permet de maîtriser le risque d'instabilité globale du front, mais n'écarte pas totalement le risque d'instabilité locale, notamment en cas de terrain hétérogène ou présentant des systèmes de fracturation défavorables.

Ce risque peut être aggravé par la présence d'eau venant du terrain ou introduite lors de la foration des boulons.

Il convient donc d'assurer une surveillance du front et d'assortir la protection en béton projeté d'un renforcement de peau par boulonnage court si nécessaire.

### 15.3.2 - Scellement des boulons du front de taille

La qualité du scellement des boulons est primordiale pour garantir leur bon fonctionnement. Ceci doit conduire à choisir des méthodes de forage adaptées aux terrains rencontrés (sans eau par exemple) et à avoir recours si nécessaire à des produits de scellement autres que le coulis de ciment (résine aqua-réactive par exemple).

### 15.3.3 - Sollicitation des pré-soutènements

Compte tenu de leur mise en place en avant du front de taille les pré-soutènements reprennent généralement une part importante des contraintes initiales du terrain. Il faut être attentif aux imperfections et aux dissymétries de chargement qui peuvent entraîner des efforts parasites importants. Sont particulièrement à surveiller :

- les flexions des piédroits des prévoûtes minces en béton,
- le poinçonnement du pied des prévoûtes ou des cintres des voûtes-parapluies dans le terrain,
- l'excès de chargement des cintres dû à des défauts de continuité d'une prévoûte en jet-grouting empêchant son bon fonctionnement en arc.

### 15.3.4 - Auscultation

En cas d'utilisation de pré-soutènements, le contrôle du bon fonctionnement du système mis en place est indispensable. L'auscultation comportera :

- des mesures extensométriques dans le terrain en avant du front de taille,
- des mesures de convergence en arrière du front de taille,
- des mesures de nivellement des soutènements.

Elle peut être complétée localement par des mesures d'efforts dans des éléments du soutènement.

Il faut être attentif au fait que la grande rigidité des structures implique que de faibles variations des déplacements puissent être associées à des variations d'efforts importantes.

## 15.4 - Bibliographie

- ◆ S. PELIZZA, D. PEILA. Soil and rock reinforcements in tunneling  
(Tunneling and Underground Space Technology - Vol. 8, n° 3 - 1993).
  
- ◆ P. LUNARDI. Conception et exécution des tunnels d'après l'analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols. Présoutènement et préconfinement  
(Revue Française de Géotechnique n° 80 - 3ème trimestre 1997).
  
- ◆ R. LONGELIN. La méthode "PERFOREX" de prédécoupage mécanique, fin 1995  
(AFTES, Journées d'études internationales de CHAMBERY - 21 au 24 Octobre 1996).
  
- ◆ P. BIENFAIT, P. HINGANT, G. MARIOTTI, A. GUILLOUX, J.N. LEMAOUT. L'accident géologique du tunnel des Hurtières sur A.43  
(AFTES, Journées d'études internationales de CHAMBERY - 21 au 24 Octobre 1996).