

## **DEFINITION ET CLASSIFICATION DES OUVRAGES SOUTERRAINS**

### **1. Définition :**

Les ouvrages souterrains sont des ouvrages enterrés construit par percement (creusement ou excavation) dans des terrains vierges sans ou avec déblaiement des masses de terres supérieures. Les ouvrages souterrains regroupent un grand nombre d'ouvrages comme des puits et des galeries pour l'exploitation minière et pétrolière, des conduites, des canalisations et des collecteurs d'assainissement, des parkings, des réservoirs souterrains, des usines et des gares souterraines, des tunnels autoroutiers et ferroviaires, des galeries de métro etc..... Ces ouvrages souterrains présentent la particularité d'être entièrement construit dans un massif de sol ou de roche.

### **1.2. Utilisation de l'espace souterrain :**

Pour la bonne compréhension de ces problèmes raisons de constructions souterraines, il est nécessaire de citer quelques caractéristiques essentielles du sous-sol adjacents :

- Le sous-sol est un espace qui peut recevoir des infrastructures difficiles, impossibles en surface.
- Le sous-sol généralement invisible.
- Le sous-sol offre un espace naturel protégé mécaniquement, thermiquement et acoustiquement.
- Le sous-sol offre l'avantage de protéger l'environnement extérieur des risques et nuisances liés à certains types d'activités.

### **1.3. Importance des ouvrages souterrains :**

Les ouvrages souterrains constituent la solution la mieux adaptée à la création de nouvelles infrastructures en zone urbaine et au franchissement des zones montagneuses. En zone urbaine, le sous-sol devient une alternative quasi – incontournable aux problèmes d'occupation et d'encombrement de surface.

La réalisation des travaux en souterrain permet de s'affranchir des obstacles, d'utiliser au maximum l'espace souterrain quasi illimité et de libérer la surface au sol.

### **1.4. Précautions nécessaire à prendre pour la construction des ouvrages souterrains :**

- Assurer la stabilité à court et moyen terme de cette cavité (soutènement).
- Assurer la pérennité de l'ouvrage (soutènement + revêtement).
- Respecter les voisins : bâti -vibrations et tassements, (méthodes d'exécution + soutènement + revêtement).
- Respecter l'environnement : déblais, nuisances sonores et salissures, tassements (relationnel + méthodes d'exécution)

### **1.5. Les problèmes majeurs liés à la construction des ouvrages souterrains :**

Les ouvrages souterrains sont entièrement construits dans les terrains et requièrent des informations géotechniques précises concernant le massif environnant et plus abondantes tout au long du tracé. Ces conditions sont rarement satisfaites et rendent la réalisation des ouvrages souterrains d'autant plus difficile.

Les problèmes majeurs liés à la construction des ouvrages souterrains sont :

- La stabilité de terrain pendant les travaux notamment au front de taille
- Le choix de type de soutènement et de revêtement à mettre en œuvre pour assurer la tenue des parois à court terme, puis à long terme
- La maîtrise des mouvements engendrés en surface par le creusement particulier lorsque l'ouvrage est construit à une faible profondeur ou à proximité d'autre structures (en site urbain)
- Maîtrise les problèmes hydrauliques (présence d'une nappe phréatique).

### **1.6. Classification des ouvrages souterrains:**

Parmi les différentes classifications qui sont présentent, nous citerons celle de (Barton et al) qui classe les ouvrages souterrains suivant leur destination, en caractérisant la sécurité requise par ordre croissant:

**Tableau 1: Classification des ouvrages souterrains d'après Barton .1974 et Bouvard.1992**

Classe	Description
A	Excavation minière à caractère temporaire
B	Puits verticaux
C	Galeries hydrauliques, Collecteurs d'assainissement, Galeries de reconnaissances
D	Cavité de stockage, stations de traitement d'eau, tunnels routiers et ferroviaires, tunnels d'accès
E	Usines souterraines (plus souvent hydroélectrique), tunnels autoroutiers. Tunnel ferroviaires. Galeries du métro, Abries de défense civile
F	Centrales nucléaires souterraines. Gares souterraines. Salles ouvertes au public

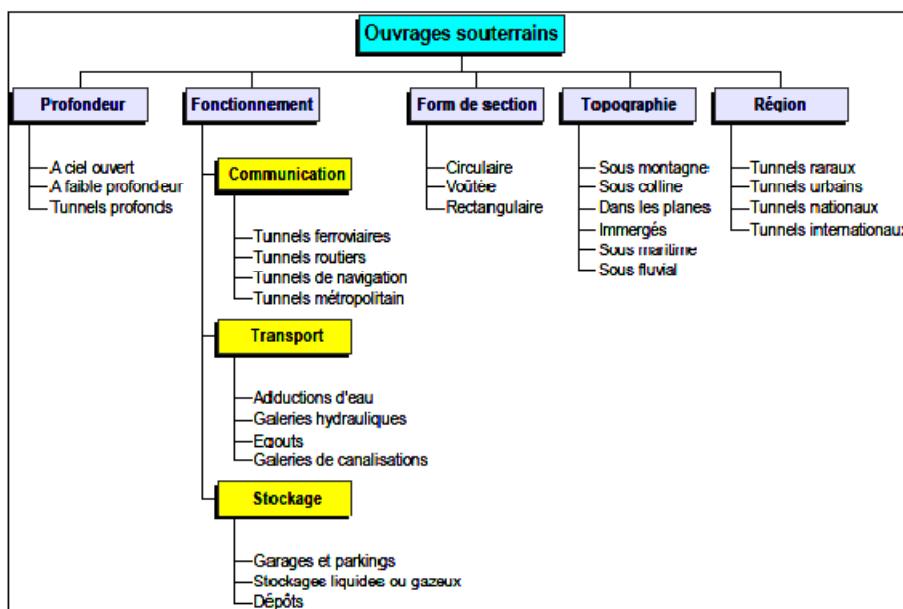
D'autres classifications existent. Elles portent sur les conditions naturelles dans lesquelles les ouvrages souterrains sont réalisés :

- Sol meuble ou roche.
- Faible ou forte couverture.
- terrains hors nappe ou aquifère.
- contraintes naturelles normales ou élevées.

La nature du terrain détermine la méthode de formation. Si le perçement dans les roches dures apparaît comme bien maîtrisé par les experts des tunnels, les ouvrages réalisés dans les terrains tendres sont de mise en œuvre beaucoup plus délicate.

### 1.7. Différentes types des ouvrages souterrains :

D'après (J.IDRIS.2007) nous citerons les principaux et différents types des ouvrages souterrains représentés dans la figure suivante :

**Fig.1. Classification globale des ouvrages souterrains d'après J.IDRIS.2007**

## 1.8. Ouvrages souterrains particuliers

### 1.8.1. Les puits et descenderies :

- a) Un puit :** qui n'est rien d'autre qu'un tunnel vertical, se réalise de la même façon, les machines et les ouvriers travaillant simplement sur un front de taille situé à leurs pieds. Le marinage et le pompage des eaux posent tout de même plus de soucis, puisqu'il faut évacuer les déblais à la verticale par des bennes suspendues à une grue. La sécurité dans un puits doit être irréprochable car les risques sont élevés : chute de déblais sur les mineurs lors du marinage, chute du personnel lors des mouvements entre jour et fond, effondrements ou débourrages aggravés par une évacuation d'urgence plus difficile, etc.
- b) Les descenderies :** (ou plans inclinés) sont des ouvrages intermédiaires entre le tunnel et le puits. Ils sont le plus souvent creusés pour donner accès à un ouvrage principal, type tunnel, parking souterrain ou centres de stockage.



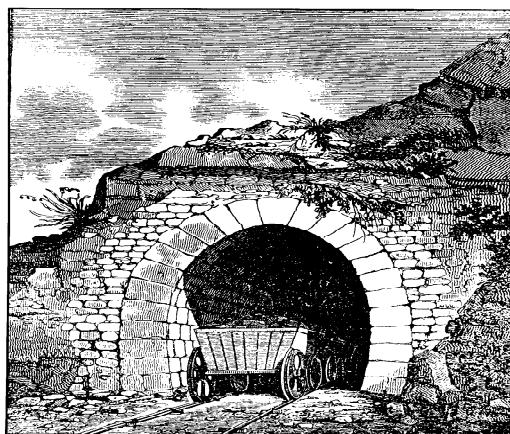
- 1.8.2. Les grandes cavités :** Par grandes cavités on entend les ouvrages dont les dimensions dépassent la vingtaine de mètres. Il s'agit des centrales hydrauliques souterraines, des laboratoires de recherche nucléaire, des bases militaires anti-atomiques, des réservoirs de stockage d'hydrocarbures et des ouvrages civils souterrains (gymnases, églises...). La construction de ces cavernes passe obligatoirement par une réflexion judicieuse du phasage d'excavation. On réalise de petites cavités, en s'assurant qu'elles sont correctement soutenues, et on les fait se rejoindre progressivement pour former la caverne.

## LES TUNNELS

### CONCEPTION ET TECHNIQUES DE CONSTRUCTION

#### **1. Définition :**

Le tunnel est un ouvrage d'art linéaire souterrain (raccourcir un itinéraire), généralement voutée (forme du tonneau), percée à travers une montagne, sous un cours d'eau ou sous une grande ville pour permettre le passage d'une voie de communication (piétons, cyclistes, trafic routier, trafic ferroviaire, canal...).



#### **2. Histoire des tunnels :**

Dans l'Antiquité, les galeries étaient le plus souvent creusées à partir de puits espacés de 30 à 40 mètres, ce qui permettait de multiplier les ateliers. Ce procédé de construction a été employé en Iran pour les qanāt, appelées dans la Sud algérienne foggara, qui sont des galeries destinées à drainer et à recueillir les eaux souterraines au pied des montagnes.

Les Anciens ont construit des ouvrages jugés encore remarquables. En 297 avant J.-C., les Romains creusèrent un tunnel de 2 234 mètres de longueur pour contrôler le niveau du lac Albano. L'empereur Claude tenta d'assécher le lac Fucino pour le rendre à la culture au moyen d'un tunnel de près de 6 000 mètres. Poursuivis en vain par Trajan et Hadrien, ces travaux furent achevés entre 1854 et 1875 par le banquier A. Torlonia.

#### **3. Différents types de tunnels :**

On peut distinguer plusieurs types de tunnels :

- à leur objet : les tunnels de communication parmi lesquels (tunnels ferroviaires, routiers, tunnels de navigation, tunnels de transport, galeries hydrauliques, galeries de canalisations, stockages liquides ou gazeux).
- à leur mode d'exécution, on peut distinguer: les tunnels ou cavités construits à ciel ouvert, tunnels construits en souterrain à faible ou forte profondeur, les tunnels construits par éléments immersés.
- à la forme des ouvrages, on peut distinguer : les tunnels proprement dits et les puits qui sont des ouvrages à grand développement linéaire et dont la section est constante ou peu variable, les cavités aux formes plus ramassées et souvent moins régulières dans lesquelles aucune des dimensions n'est prépondérante.
- à leurs fonctionnalités, on peut distinguer les tunnels profonds, peu profond sont excavés, souvent à l'aide de ce qu'on appelle un tunnelier. Pour les profondeurs intermédiaires.

#### **4. Conception des tunnels :**

Dans la conception de tunnel le but est de fournir une structure qui n'exige aucun entretien principal. Son alignement, horizontal et vertical, doit être le meilleur possible, parce que les modifications subséquentes sont difficiles et le temps de construction implique probablement l'arrêt opérationnel.

#### **4.1 Facteurs à prendre en compte pour la conception de tunnels :**

Pour ce qui concerne le Génie Civil, l'opération de conception d'un tunnel prend en compte trois types de contraintes qui sont liés respectivement :

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

Ces facteurs interviennent en priorité dans la définition du profil en travers de l'ouvrage et dans le choix des procédés de construction.

Rappelons d'autre part que le tracé et le profil en long de l'ouvrage sont eux-mêmes définis en tenant compte des contraintes liées à l'environnement et au terrain.

##### **a) Parti fonctionnel**

Les conditions d'utilisation du tunnel en service déterminent le volume utile nécessaire :

- ✓ à la circulation des véhicules, tel que défini "Géométrie",
- ✓ aux différents équipements assurant l'éclairage et la sécurité,
- ✓ à la ventilation,
- ✓ aux conduites transitant par l'ouvrage (caniveaux d'évacuation d'eau, égouts, câbles, etc...).

##### **b) Environnement**

Les contraintes liées à l'environnement concernent essentiellement :

- ✓ la sensibilité aux déformations et vibrations des ouvrages, constructions, sites naturels à proximité des travaux de creusement ;
- ✓ la présence de nappe aquifère (niveau à maintenir et qualité des eaux à conserver).

##### **c) Terrain**

La connaissance de la réaction du terrain au creusement est bien sûr fondamentale. En particulier les problèmes et les solutions sont de nature très différente selon que l'on a affaire à :

- ✓ des massifs rocheux globalement stables où le soutènement n'intervient que pour s'opposer à d'éventuelles chutes de blocs,
- ✓ des terrains dans lesquels le front de taille est stable mais qui nécessitent un soutènement proche du front,
- ✓ des terrains dans lesquels le front de taille est instable ou bien dans lesquels il faut parfaitement maîtriser les mouvements pour respecter des contraintes de tassement en surface.

La recommandation AFTES portant sur le choix des paramètres et essais géotechniques utiles à la conception, au dimensionnement et à l'exécution des ouvrages creusés en souterrain a recensé cinq familles de paramètres à prendre en compte :

- les paramètres liés aux contraintes naturelles,
- les paramètres physiques et mécaniques,
- les paramètres hydrogéologiques,
- les paramètres liés aux méthodes d'exécution des ouvrages.

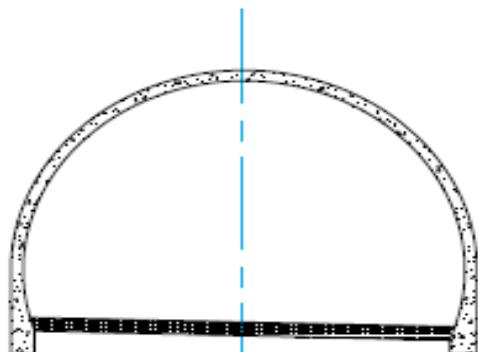
Ces paramètres sont notamment utilisés dans des classifications établies à partir de l'expérience accumulée lors de la construction de nombreux ouvrages ou dans des méthodes de calcul.

#### **4.2 Choix de la section :**

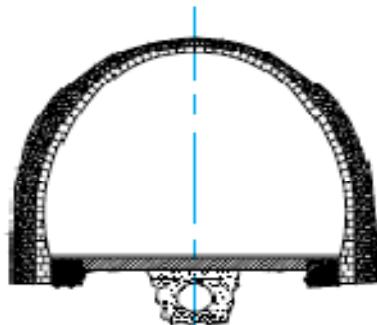
##### **4.2.1 Profils en travers**

La définition géométrique du profil en travers excavé résulte de la recherche de la forme optimale permettant de satisfaire les exigences relatives :

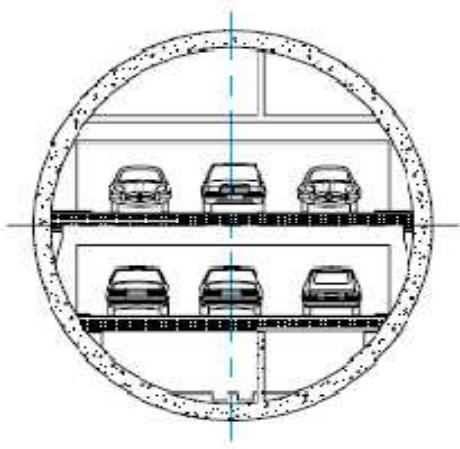
- **aux dispositions constructives induites par le respect du parti fonctionnel.**
- **aux conditions de stabilité imposées par la qualité géo-mécanique du terrain encaissant :** dans un terrain très déformable ou soumis à des contraintes importantes il sera recherché la forme la plus circulaire possible, alors que dans un terrain où l'excavation au rocher est auto-stable, il pourra être adopté un profil en travers en voûte surbaissée à plusieurs rayons.
- **au procédé d'exécution :** l'emploi d'un tunnelier implique un profil circulaire alors que dans le cas de tranchées couvertes réalisées depuis la surface, le profil en travers est quasiment toujours rectangulaire. Les variations longitudinales de lithologie et de qualité mécanique des matériaux encaissants peuvent conduire à des changements de méthode ou de section d'excavation (ou des deux en même temps) au cours de l'avancement. Pour des raisons d'économie et d'esthétique, il convient d'adopter un profil, le plus uniforme possible, tout au long de l'ouvrage ; en particulier, dans les cas où un profil circulaire ne s'impose que sur une longueur assez courte, il vaudra souvent mieux renforcer très fortement le profil courant non circulaire, plutôt que d'appliquer sur toute la longueur de l'ouvrage la forme circulaire.  
Il faut avoir à l'esprit que la détermination de la géométrie de l'ouvrage peut impliquer une limitation dans le choix par l'Entreprise des procédés d'exécution.



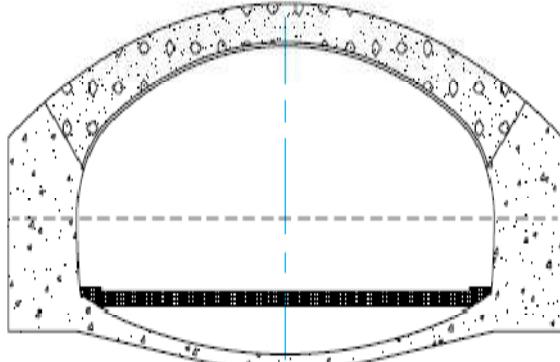
Tunnel plein cintre en béton



Tunnel ancien en maçonnerie



Tunnel circulaire creusement au tunnelier



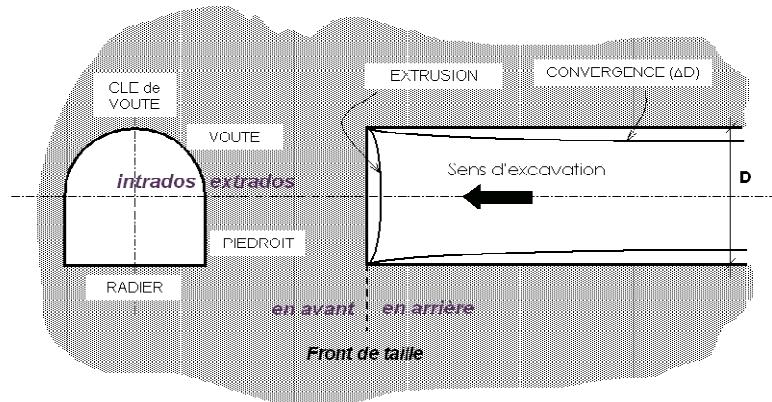
Voûte surbaissée

#### 4.2.2 Division de la section

La puissance des moyens de terrassement et le développement des procédés de pré-soutènement et de renforcement du front de taille permettent de plus en plus souvent d'envisager le creusement des tunnels en pleine section, ou tout au moins avec une demi-section supérieure importante.

## 5. Techniques de construction des tunnels :

La figure suivante présente les termes couramment associés à l'excavation d'un puits ou d'un tunnel. Le terrain se déforme à deux endroits : au front de taille on parle d'extrusion et en parois on parle de convergence.



Coupe transversale et longitudinale d'un tunnel au voisinage du front de taille.

Le front de taille est une surface plane dont le contour forme le profil du tunnel. Dans la plupart des cas, on considère que les convergences sont stabilisées après deux (2) diamètres en arrière du front.

### 5.1 Quelques termes utilisés en travaux souterrains :

- **Auscultation**: instrumentation et mesure de grandeurs physiques permettant de comprendre et de maîtriser d'une part le comportement de l'ouvrage, d'autre part son incidence sur l'environnement (terrain, tunnel, ouvrages voisins).
- **Blindage** : enfilage de plaques métalliques ou de planches en bois entre les cintres de soutènement. Le blindage sert souvent de coffrage perdu lorsqu'il est accompagné d'un remplissage béton, il a également un rôle structurel de maintien.
- **Bouclier** : système de protection et de soutènement d'un tunnelier constitué le plus souvent d'un tube métallique épais à peu près du diamètre de la section excavée (syn. virole).
- **Calotte** : partie supérieure d'un tunnel dans une excavation par demi-sections (section supérieure).
- **Cintre** : profilé métallique normalisé (IPE, HEA, HEB...) cintré selon la géométrie du tunnel et qui sert à soutenir le terrain.
- **Confinement** : application d'une pression sur les parois d'un tunnel, par le biais d'un soutènement principalement, dans le but de limiter les convergences et le déconfinement du terrain.
- **Convergence** : rétrécissement diamétral d'une section de tunnel.
- **Débourrage** : venue d'eau et/ou de matériaux meubles violente et inattendue suite à l'excavation du front de taille.
- **Déconfinement** : réorganisation des contraintes autour du tunnel, de part et d'autre du front de taille. On dit que le terrain est entièrement déconfiné lorsqu'il a atteint son équilibre final.
- **Décousu** : zone de terrain proche du front de taille non soutenue.
- **Exhaure** : évacuation des eaux qui s'infiltrent naturellement dans le tunnel ou qui sont utilisées pour les besoins du chantier.
- **Front de taille** : zone où l'excavation se réalise, fin provisoire du tunnel en creusement. Souvent le terme désigne la paroi verticale de terrain.

- **Fontis** : cloche formée par l'effondrement des terrains de proche en proche verticalement. Dans le pire des cas les fontis peuvent se propager jusqu'en surface.
- **Injection** : terme générique désignant les techniques de substitution et de comblement des vides dans les terrains par un coulis durcissant. Les injections ont deux utilités : augmenter la résistance et/ou étancher.
- **Marinage** : évacuation des marins issus de l'excavation.
- **Marins** : déblais formés par l'excavation d'un pas d'avancement.
- **Pas d'avancement** : longueur de terrain excavée en une seule phase.
- **Plan de tir** : plan du front de taille où figurent les trous de forage, les différents retards et microretards de détonateurs, les lignes de tir pour les tirs séquentiels ainsi que les quantités d'explosifs utilisées.
- **Rameau** : galerie reliant deux ouvrages souterrains (syn. intertube).
- **Stross** : partie inférieure d'un tunnel dans une excavation par demi-sections (section inférieure).
- **Tunnelier** : machine pleine section destinée à réaliser des tunnels, pouvant aller du creusement à la pose du revêtement final. On parle aussi de TBM (Tunnel Boring Machine).
- **Volée** : pas d'avancement d'un tunnel creusé à l'explosif. La volée correspond à la longueur de forage des trous pour les explosifs.
- **Yousoir** : écaille de béton armé préfabriquée. Plusieurs voussoirs forment un anneau, et plusieurs anneaux forment le revêtement de certains tunnels.
- **Extrados** : la face supérieure arquée ou pyramidée d'une voûte
- **Intrados** : la face inférieure d'une voûte

## 5.2 Technologies d'exécution :

Tâches élémentaires de réalisation d'un tunnel selon un enchaînement cyclique « travail séquentiel » méthode conventionnelle:

- ❖ **au front**
  - Excavation: abattage mécanique (pelle, fraise), explosif,
  - Purge et marinage,
  - Pose de soutènement: cintres métalliques, béton projeté, boulons radiaux,
  - Compléments: amélioration du terrain,
- ❖ **à l'arrière du front**
  - 1) étanchéité: géomembrane,
  - 2) revêtement: béton coulé en place.

### 5.2.1 Excavation des tunnels :

Il existe plusieurs méthodes de creusement de tunnel, le choix de la méthode dépend de certaine paramètre, nature de sol ou de roche, la géométrie de tunnel, l'environnement, le niveau de la nappe phréatique...,

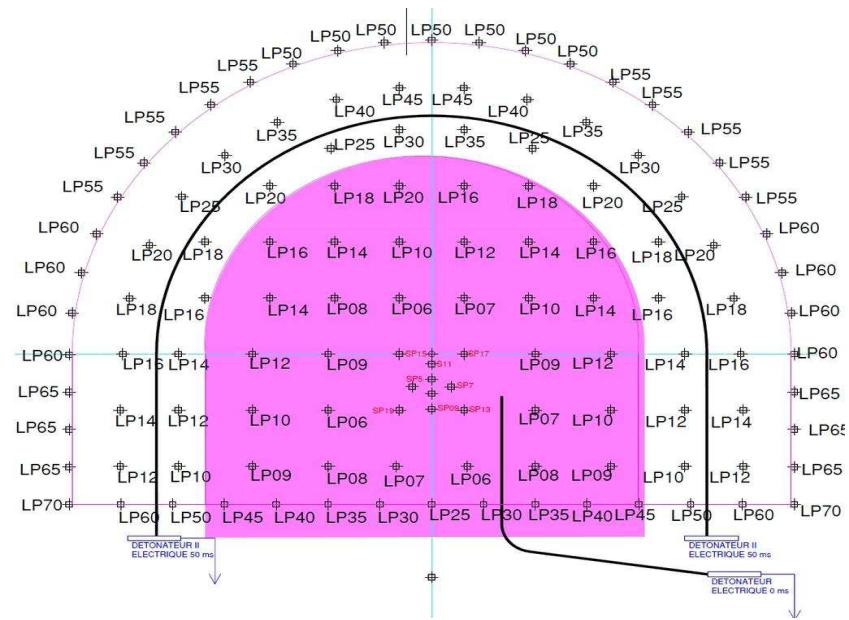
#### a) Creusement à l'explosif :

La technique de l'excavation à l'explosif est très ancienne mais reste encore, dans de nombreuses situations, la plus économique et plus dangereux. En souterrain on utilise des explosifs brisants (vitesse de détonation > 4000 m/s). L'abattage avec emploi des explosifs est généralement utilisé pour l'exécution de tunnels situés dans les roches dures 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 :

Par le biais de la foreuse (jumbo) il est effectué le forage des trous d'une volée. Le nombre de trous d'une volée diffère selon les caractéristiques du rocher, La longueur de ces trous est comprise entre 1,5 m et 5 m, selon la qualité du terrain, et la répartition des trous est établie précisément selon un plan d'exécution de forage (une maille approximative de 1 m x 1 m). L'explosif employé sur chantier est fabriqué sur place (en tunnel), ensuite, le chargement peut commencer. Le marinage (évacuation des terres) doit être fait juste après le tirage.

Après chaque tir, certains blocs de roches sur le front, en voûte et pied droit sont instables. La purge permet de détacher ces blocs à l'aide d'un marteau brise roche ou d'une fraise installés sur le bras d'une pelle

mécanique. La séquence de détonation suit un plan établi qui permet de limiter au maximum la quantité d'explosif qui explose en même temps.



Plan de tir séquentiel pour le tunnel

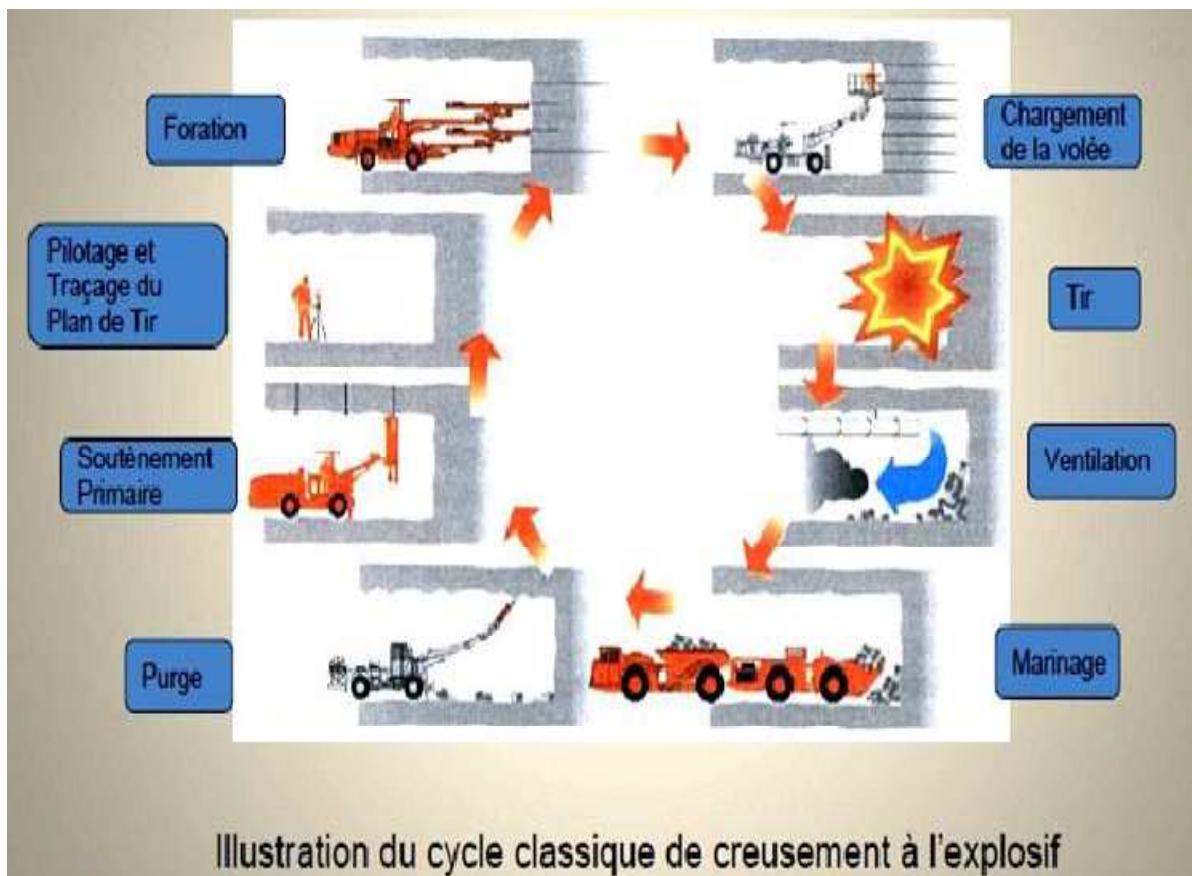


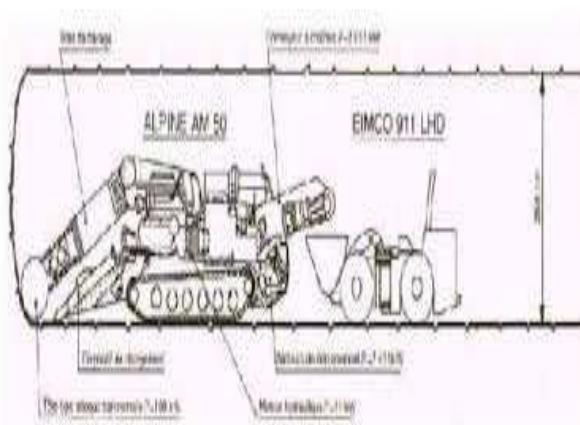
Illustration du cycle classique de creusement à l'explosif

### Cycle classique de creusement à l'explosif

#### b) Excavation par attaque ponctuelle :

##### b.1) Excavation avec des machines à attaque ponctuelle :

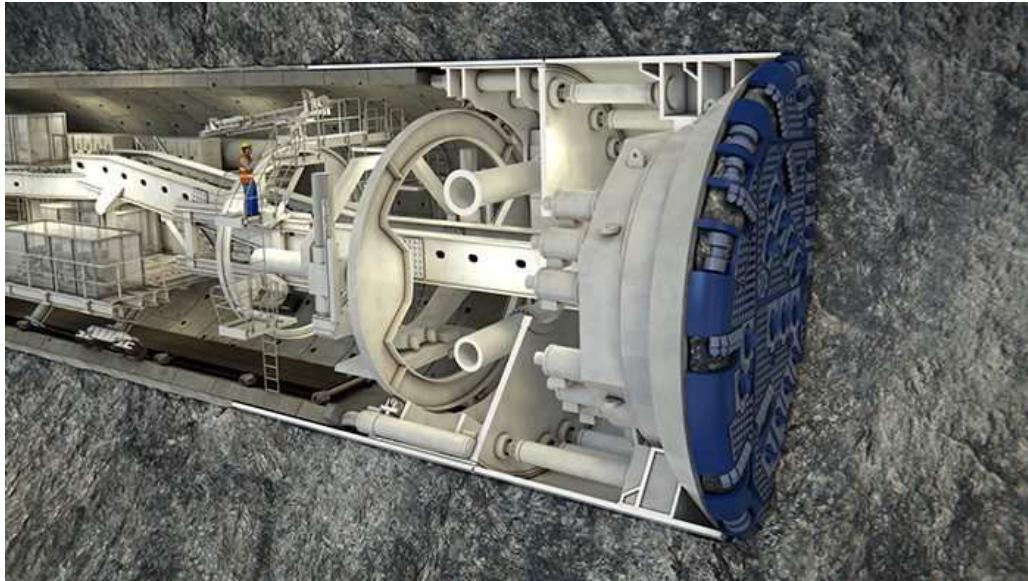
Dans les roches tendres (craies, marnes, schistes altérés...), l'usage de l'explosif est efficacement remplacé par l'emploi de machines à attaque ponctuelle. Elles s'inspirent directement du travail du mineur : un bras articulé vient "gratter" et abattre le terrain du front. Progressivement l'engin excave la section entière par un cheminement adapté. Elles sont en général montées sur un châssis automoteur à chenilles, il supporte un bras mobile éventuellement télescopique équipé d'une tête fraiseuse capable de balayer une surface de front plus ou moins importante autour de sa position moyenne.



Machine à attaque ponctuelle

### b.2) Excavation avec des machines à attaque globale :

Afin de faire face aux contraintes liées au creusement des tunnels, notamment réduire les tassements en surface, assurer la stabilité du front de taille ou encore réduire la durée de gêne occasionnée aux riverains, les ingénieurs de projets choisissent de plus en plus souvent le recours à des machines à attaque globale ce qu'on appelle un tunnelier (ou bouclier). Dans les sols pulvérulents ou fins on utilisera un tunnelier équipé de dents, ces dernières faisant office de couteaux entraînant le sol. Le front sera fermé et dit à pression de terre si l'unique confinement est issu de la compression des déblais sur le front de taille par la machine.



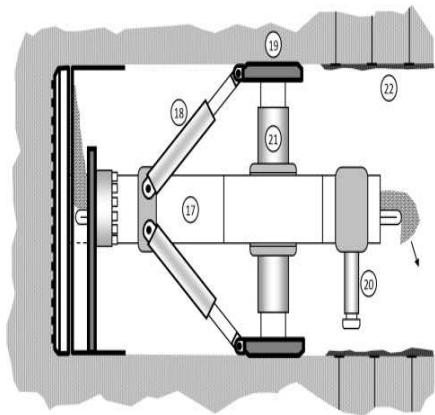
**Creusement par tunnelier**

**Définition d'un tunnelier:** Machine complexe qui assure en continu les fonctions suivantes:

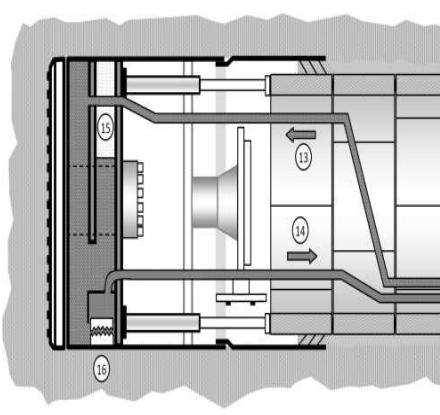
- Excavation du terrain;
- Stabilisation et soutènement du front de taille;
- Soutènement provisoire des parois du tunnel juste derrière le creusement;
- Evacuation des déblais;
- Mise en place du soutènement provisoire ou du revêtement définitif;
- Guidage selon l'axe théorique prévu;
- Avancement automatique à l'aide de vérins.

Il permet de creuser des tunnels de diamètre compris entre 2 et 15 mètres. Il est particulièrement adapté pour le creusement de terrains meubles sur de grandes longueurs. Sa vitesse d'avancement est de l'ordre de 10 à 50 mètres par jour. On distingue trois types de tunneliers, qui sont choisis en fonction de la nature du terrain à creuser :

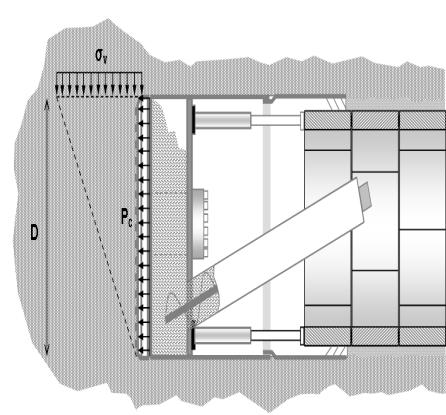
- ✓ Boucliers à bentonite.
- ✓ Boucliers à pression de boue.
- ✓ Bouclier à pression de terre.



**Coupe schématique d'un tunnelier à gripeurs.**



**Coupe schématique d'un tunnelier à pression de boue.**



**Coupe schématique d'un tunnelier à pression de terre.**

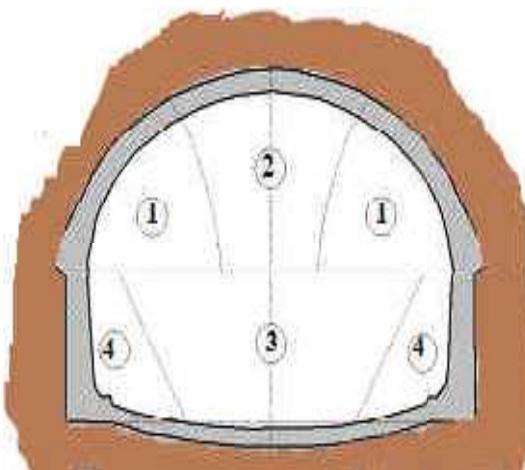
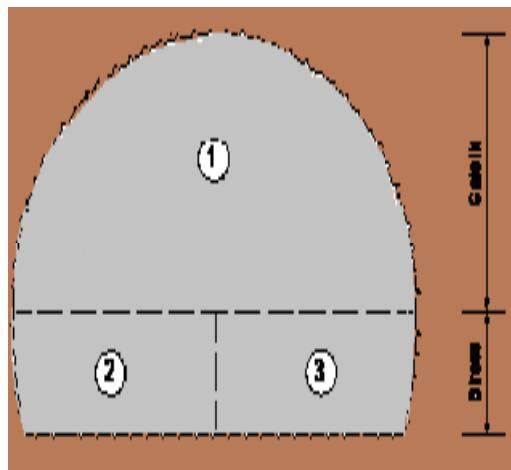
### 5.2.3 Procédés du creusement :

La Nouvelle Méthode Autrichienne NATM (New Austrian Tunnelling Method) est une méthode de renommée internationale, basée sur l'application d'une interaction entre un massif excavé et le soutènement par "convergence-confinement". L'excavation NATM peut se faire suivant différents modes d'attaque, en fonction de la qualité du terrain rencontré :

- **Creusement en pleine section :** Cette méthode consiste à excaver la totalité de la section du tunnel en une seule fois. Elle est couramment utilisée pour la plupart des tunnels creusés dans des roches de bonne ou d'assez bonne tenue pour les explosifs, ou pour les tunnels creusés dans des sols meubles avec des bouclies.

- **Creusement par demi-section supérieure :** Elle consiste à excaver dans une première phase la demi-section supérieure du tunnel suivant sa forme définitive. La hauteur de cette excavation préliminaire peut aller jusqu'à 5 ou 6 mètres. Pour deuxième phase, et après achèvement de la demi-section supérieure on procède à l'excavation de la demi-section inférieure ; après chaque phase d'avancement une mise en place du soutènement est effectuée

- **Creusement en sections divisées :** Cette méthode 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. Avec cette technique chaque phase des travaux comprend l'excavation des terrains en sections réduites. Par la même, la stabilité des sections creusées est plus facile à maîtriser avec la limitation de la décompression des sections sus-jacentes.



Creusement par demi-section.

Creusement par Section divisée.

#### 5.2.4 Choix d'une méthode de creusement :

La nature du terrain est bien sûr, le critère essentiel, mais il est loin d'être le seul. D'autres éléments comme les exigences de l'environnement, le délai imposé ou la nature du matériel existant dans l'entreprise peuvent jouer un rôle déterminant dans ce choix.

**Tab.11. Critères de choix d'une méthode pour le creusement des tunnels (Pierre GESTA):**

Critère de choix	Matériels	Nature de terrain	Section du creusement	Critère de choix
<b>Méthode</b>	l'explosif	Toutes les natures de roches	Ne varie pas fondamentalement en fonction du terrain	-
	Méthodes mécanisées	Sols homogènes	Varie considérablement en fonction au terrain	-
<b>Type de machine</b>	Machine à attaque ponctuelle	Terrain tendre mais cohérent	-	Toutes sections
	Machine à attaque ponctuelle	Sols homogènes	-	Section circulaire
<b>Type de confinement</b>	Bentonite ou air comprimé	Terrain instable	-	-
	Confinement pâteux	Terrain hétérogène	-	-
<b>Type de tête de coupe</b>	Couteaux	Sols	-	-
	Pics à crayon	Roche mi dur	-	-
	Molettes à disques	Roche dure à très dure	-	-

#### 5.3 Les techniques de soutènement :

Souvent les excavations souterraines ne sont pas stables, des éboulements ou des effondrements se produisent, soit pendant l'excavation, ou après un temps plus ou moins long dans d'autre cas, la convergence de l'excavation est excessive, ou bien les déformations dues au creusement ne seraient pas admissibles pour les structures voisines. On est alors conduit à soutenir l'excavation ; au point de vue mécanique ce soutènement a pour rôle d'assurer la stabilité à court terme ou à long terme et de contrôler les déformations instantanées ou différées des terrains encaissants. Le soutènement est évidemment le facteur le plus important de la sécurité du chantier.

Le soutènement provisoire est une structure qui permet d'assurer la stabilité des parois d'une cavité souterraine pendant le temps qui s'écoule entre son creusement et la mise en place éventuelle du soutènement provisoire en fonction de leur mode d'action par apport au terrain. Le soutènement assure les fonctions suivantes :

- Garantir la sécurité du personnel travaillant dans la galerie,

- Protection contre les chutes de pierres,
- Soutien des blocs rocheux soumis à des pressions,
- Assurer la stabilité des parois de celle-ci dès la phase d'abattage du terrain (limiter les déformations),
- Exercer sur le terrain une certaine réaction,
- S'opposer en tout ou en partie à la détente de la roche,
- Supporter le poids du toit d'une galerie,

D'où : - Opposer au terrain une pression de confinement et conserver les caractéristiques du terrain.

### 5.3.1 Pré-soutènement et renforcement du front de taille

Le 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. 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. Il est souvent utilisé en accompagnement d'une action de renforcement direct du front lui-même.

On peut classer les pré-soutènements en 3 types :

- Voûte-parapluie
- Pré-voûte
- Anneau renforce

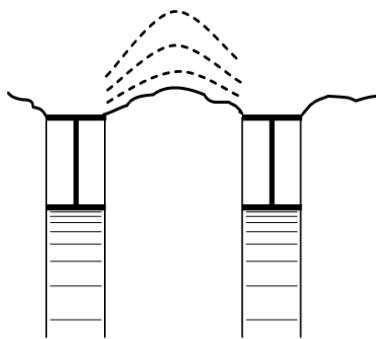
#### 5.3.1.1 Domaine d'application:

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

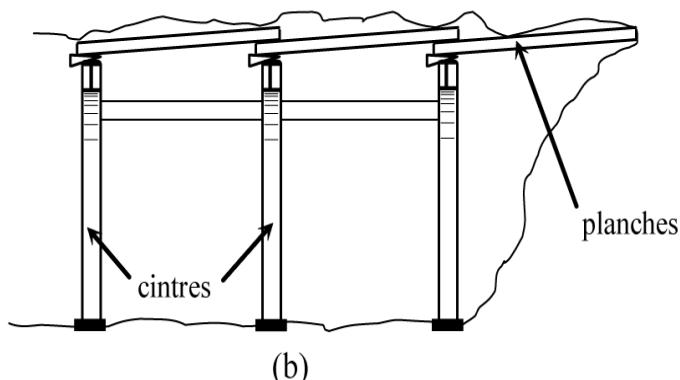
- Dans des terrains de faible résistance (rocher très fracturé, roches tendres et sols cohérents, terrain avec blocs, manquant de cohésion, terrains bouleversés).
- Dans des terrains de trop forte déformabilité (pour limiter les tassements).
- Pour traiter des points singuliers (démarrage du creusement, passage de zones broyées ou de failles, reprise d'éboulements).
- Parfois dans un souci d'industrialisation des travaux et d'élimination des aléas.
- Ces méthodes permettent de maîtriser le risque d'instabilité globale du front, mais n'écartent 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.

#### 5.3.1.2 Les Principaux facteurs influant sur la déformation et la stabilité du front de taille

- caractéristiques du terrain : déformabilité, résistance, hétérogénéité, singularités (fractures, ....),
- taille et forme de la section excavée,
- profondeur du tunnel, état de contrainte,
- présence d'eau,
- méthode d'excavation, longueur sans soutènement, confinement ou renforcement du front.



(a) Voûtain de terrain entre deux cintres



(b) Technique de l'enfilage

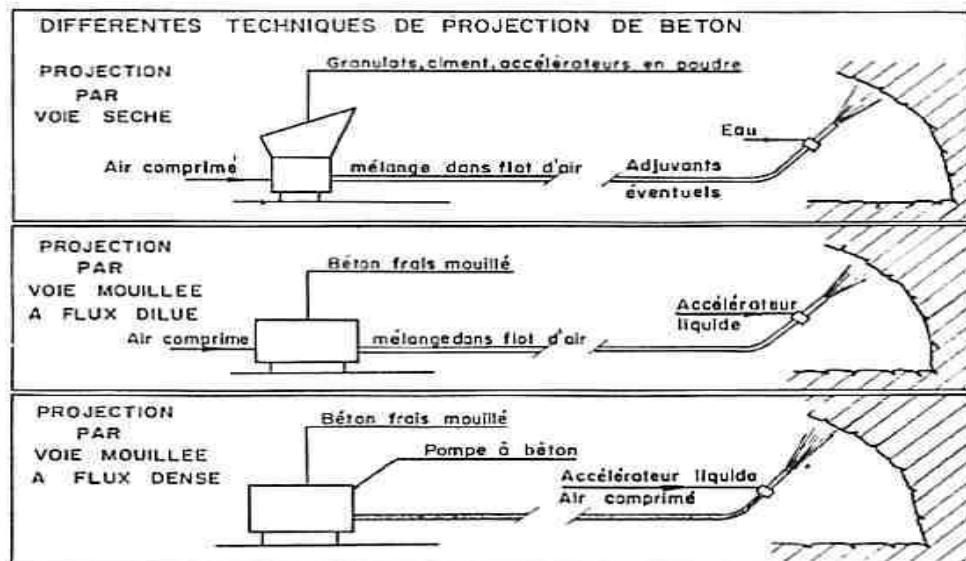
### 5.3.2 Les différents types de soutènement :

Pour orienter le choix du type de soutènement. On tient compte une classification du terrain, des dimensions de la cavité, du procédé de creusement et de la sensibilité aux tassements.

On distingue quatre classes principales de soutènement suivant leur mode d'action par rapport au terrain :

#### a) Les soutènements agissants par confinement du terrain encaissant :

- ✓ Le béton projeté seul,
- ✓ Le béton projeté associé à des cintres légers.

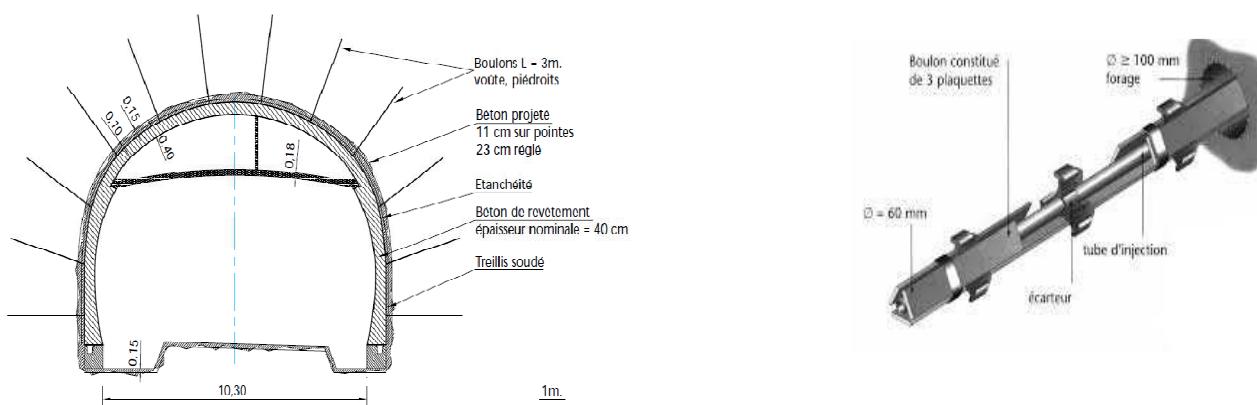


Différents techniques de projection de béton

#### b) Les soutènements agissant à la fois par confinement et comme armature du terrain encaissant :

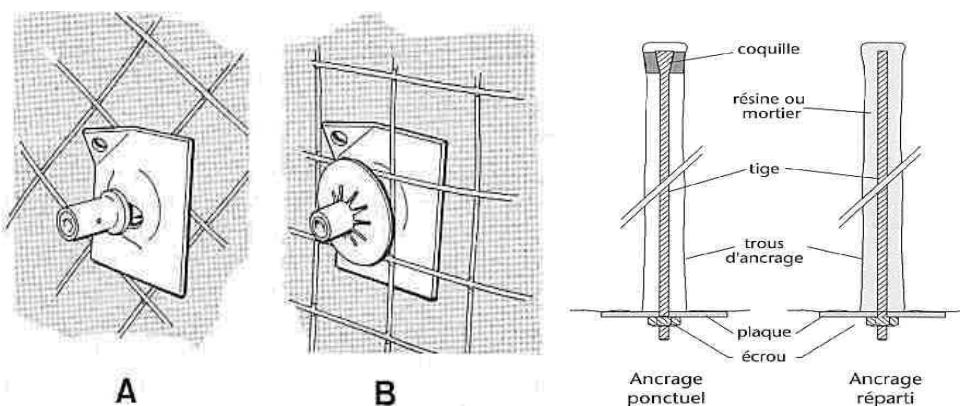
Il s'agit du boulonnage sous ses diverses formes, qu'il soit ou non associé au béton projeté, aux cintres légers ou aux deux dispositifs simultanément :

- ✓ boulons à ancrage ponctuel (à coquille ou à la résine),
- ✓ boulons à ancrage réparti (scellés à la résine ou au mortier),
- ✓ barres foncées.



Profil-type de soutènement avec boulonnage et béton projeté

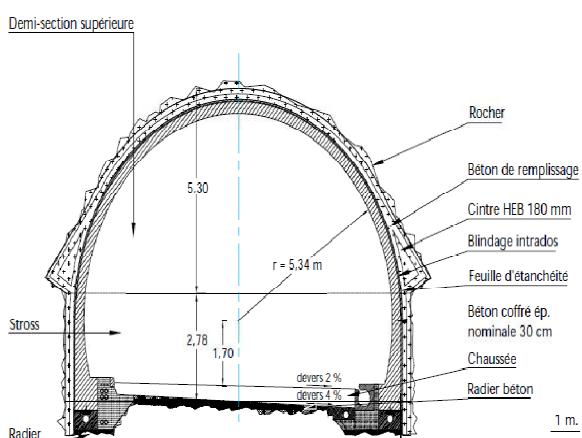
Boulon d'ancrage



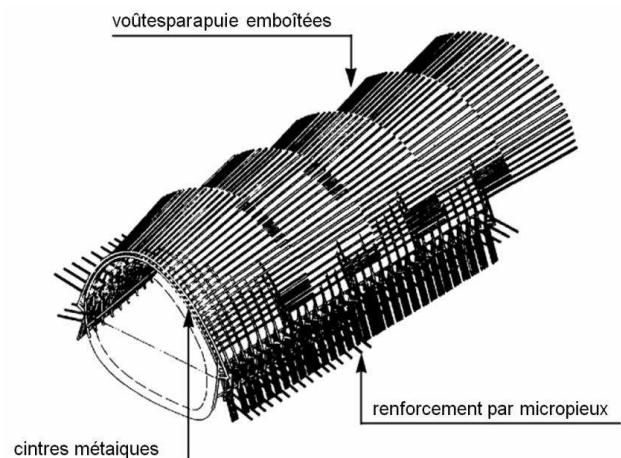
### Boulonnage

#### c) Les soutènements agissant par supportage :

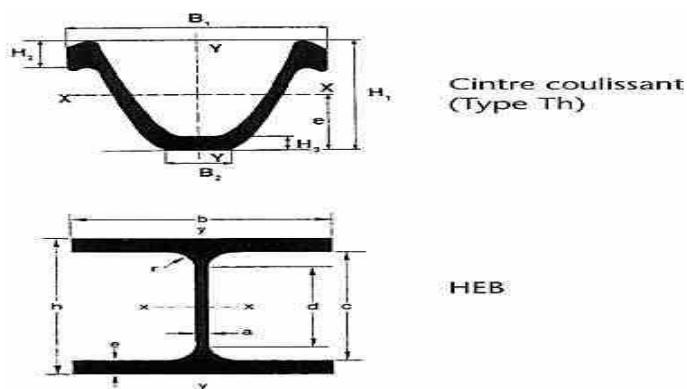
- ✓ cintres lourds,
- ✓ cintres légers,
- ✓ plaques métalliques assemblées,
- ✓ voussoirs en béton,
- ✓ tubes perforés (voûte parapluie),
- ✓ boucliers.



**Profil-type de soutènement avec cintres lourds**



**Voute parapluie**



**Cintres**

**d) Les soutènements agissant par consolidation du terrain et modification de ses caractéristiques géotechniques ou hydrologiques :**

- ✓ injection de consolidation,
- ✓ air comprimé,
- ✓ congélation.

**5.3.3 Chois de soutènement :**

Parmi toutes les solutions de soutènement possibles pour un projet de tunnel, le meilleur choix est celui qui satisfait, au mieux, à la fois :

- Le critère économique (soutènement léger et facile à mettre en œuvre).
- Le critère de sûreté (conserver l'intégrité du massif en limitant le développement de la dégradation du massif au voisinage de l'ouverture).

**6. Conception et dimensionnement du revêtement :**

Les méthodes modernes de soutènement assurent, en général, la stabilité définitive de l'excavation dans les massifs rocheux. Néanmoins, il existe des terrains qui continuent à évoluer dans le temps, soit par gonflement, soit par fluage de certains minéraux, soit par consolidation des argiles. Un revêtement définitif est alors nécessaire pour assurer un confinement pérenne de ces terrains. Son dimensionnement tient compte de ces phénomènes différents. Le revêtement définitif d'un tunnel routier peut avoir, selon les cas, à remplir des fonctions de nature différente.

**6.1 Règles de conception du revêtement :**

La recherche d'un profil en travers adapté se doit d'abord de prendre en compte les exigences fonctionnelles et les besoins à satisfaire en termes :

- d'espace nécessaire à la circulation et à l'exploitation de l'ouvrage,
- la forme et l'épaisseur du revêtement,
- des raisons d'esthétique, de ventilation et de coût.

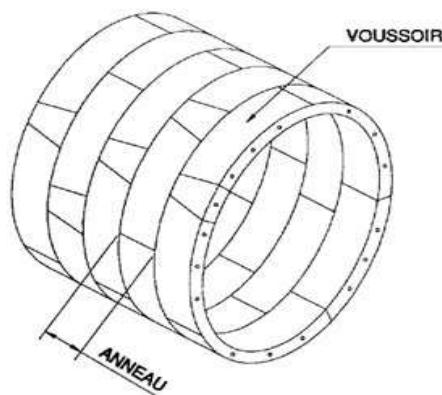
**6.2 Différents types de revêtement :**

**-Le revêtement en béton coffré non armé :** (domaine routier) constitue souvent la meilleure solution technique et économique pour satisfaire à l'ensemble des fonctions attendues.

**- Un revêtement en béton projeté :** n'est pas économiquement envisageable pour les ouvrages dont le dimensionnement impose des épaisseurs de béton supérieures à 15 ou 20 cm. En même temps, il ne présente pas les mêmes qualités esthétiques, ni les mêmes avantages sur le plan aéraulique. Des procédés de lissage du béton projeté sont toutefois apparus ces dernières années. Des solutions de coques minces en béton projeté, désolidarisées du terrain, peuvent s'avérer intéressantes dans les travaux de réparation ou d'alésage à condition que le terrain encaissant soit auto-stable.

**- Les revêtements en béton coffré armé :** sont tout à fait exceptionnels ; on se contente parfois d'armer localement certaines zones du revêtement lorsque les calculs laissent prévoir des contraintes de traction ou de cisaillement notables. Les zones les plus sollicitées se situent généralement en clé de voûte, en radier et à la liaison radier-piédroits.

**- Les revêtements constitués de voussoirs préfabriqués :** assurent une fonction à la fois de soutènement et de revêtement dans les ouvrages réalisés au tunnelier. Ils font l'objet d'études de dimensionnement spécifiques basées sur la réglementation du béton armé (On peut se référer aux recommandations de l'AFTES).



## Vousoir préfabriqué

### **6.3 Actions à prendre en compte et calcul des sollicitations :**

Les méthodes de vérification des revêtements reposent sur la comparaison des sollicitations appliquées et des sollicitations admissibles, les sollicitations appliquées pouvant être déterminées selon différentes procédures de calcul et à partir d'hypothèses de combinaisons d'actions.

#### **a - Charges à reprendre**

Parmi les charges que le revêtement aura à supporter nous distinguerons principalement :

- le poids propre du revêtement.
- les charges induites par le génie civil de second œuvre et les sujétions d'exploitation.
- les charges dues au terrain:
- Les charges dues à l'eau
- Les charges de surface (fondations, charges routières...)
- Les effets thermiques
- Les effets liés au retrait ou au fluage
- Les charges accidentelles: peuvent être provoquées par :
  - *Le choc d'un véhicule en piédroit.*
  - *Une forte montée en température en cas d'incendie.*
  - *Un séisme. Il est cependant admis que les ouvrages souterrains sont assez peu sensibles à ce type d'effets, hors zone de traversée de faille.*
- Les charges temporaires, liées à la construction : Ce sont les efforts de poussée des boucliers et tunneliers sur les voussoirs et la charge induite par leur manutention.

### **7. Étanchéité et drainage :**

La grande majorité des ouvrages souterrains sont soumis à des pressions d'eau. L'étanchéité et le drainage doivent être réalisés d'une manière continue et avec le plus grand soin. Dans les sols se posent des problèmes de nappes (nappes phréatiques ou nappes suspendues dans des horizons perméables, réalimentées ou non). Dans les roches, les venues d'eau importantes sont le plus souvent localisées (roches broyées, failles, zones fracturées). Des venues d'eau diffuses résultant de la porosité de la roche ou de sa fissuration sont courantes.

- **l'étanchéité peut être partielle**, du type « parapluie » par exemple pour une voûte de tunnel, et dans ce cas elle est hors pression hydrostatique (dans ce cas la pression n'est pas totale mais elle n'est pas forcément nulle).

- **l'étanchéité peut être totale**, c'est à dire envelopper complètement l'ouvrage, et dans ce cas elle est sous pression hydrostatique.

#### **7.1 Choix du système d'étanchéité :**

Le choix du système d'étanchéité dépend des critères suivants :

- Nature et épaisseur de la couche de couverture de l'ouvrage.
- Nature et caractéristiques mécaniques du support recevant le système d'étanchéité.
- Application du système d'étanchéité en continu ou par phasage.
- Possibilités de raccordement du système d'étanchéité avec ouvrages de surface ou avec d'autres systèmes d'étanchéité existants.
- Accessibilité à l'ouvrage à étancher.

#### **7.2 Type de produit d'étanchéité :**

L'étanchéité des ouvrages souterrains peut être réalisée avec l'utilisation de plusieurs matériaux de différents types. Chacun de ces types a des applications différentes, situations et fonctions déterminées, modes d'emploi spéciaux, on a :

- Géo membranes synthétiques.
- Géotextiles.
- Géo composites.
- Géo membranes bitumineux.

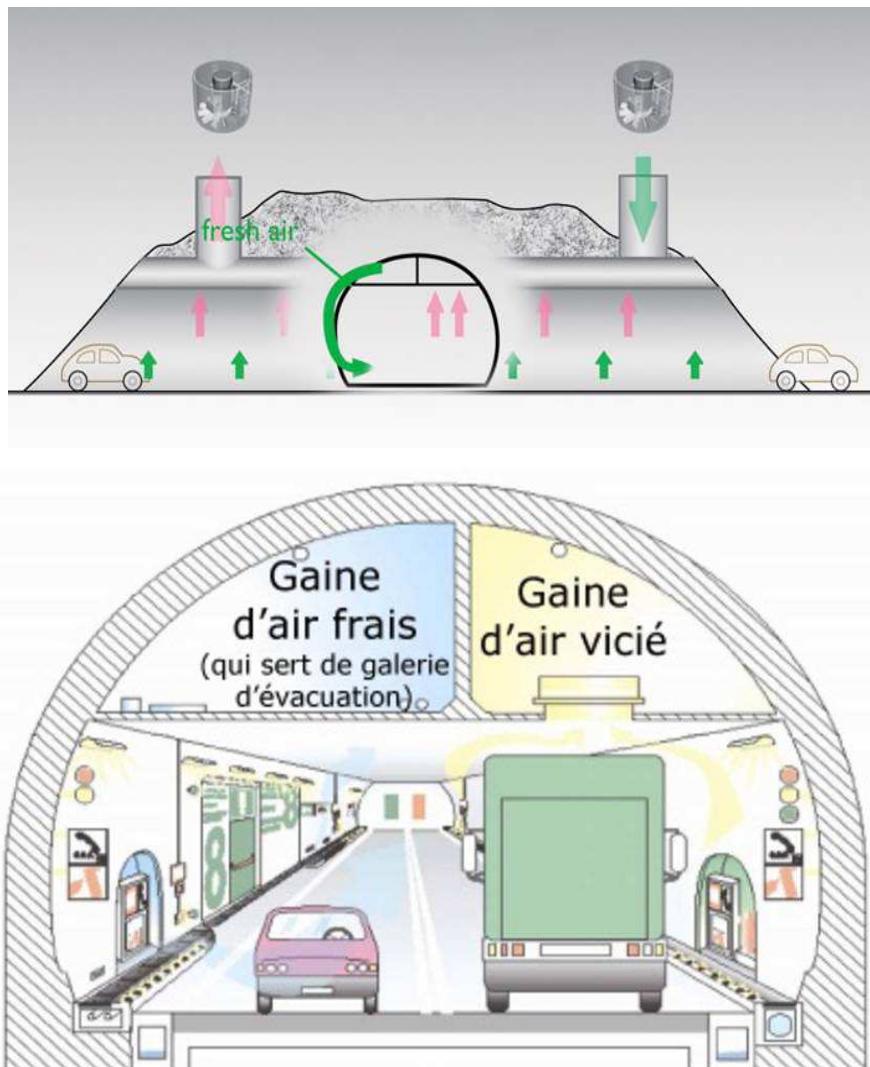


**Mise en place du dispositif d'étanchéité**

## 8. Ventilation de tunnels :

Les tunnels autoroutiers et pour les métros nécessitent des systèmes de ventilation qui fournissent un débit d'air variable, pour s'adapter aux conditions changeantes de circulation, et qui peuvent continuer à fonctionner même en cas de situations d'urgence. Les ventilateurs pour tunnels de Howden assurent cette fonction avec efficacité, fiabilité et de manière silencieuse. Ils sont conçus pour continuer à fonctionner en cas de situations de températures extrêmes. Nous disposons d'une gamme de ventilateurs axiaux et d'accélérateurs spécialement conçus pour des applications dans des tunnels autoroutiers et des métros. Parmi leurs caractéristiques spécifiques, citons leur haut rendement, un bruit réduit, leur durée de vie, une fiabilité élevée, des besoins réduits en maintenance, une protection contre la corrosion et des moteurs antidéflagrants, avec un entraînement à pas variable (automatique ou à vitesse variable), et le potentiel pour un débit inversé jusqu'à 100%. Des systèmes de ventilation et des ventilateurs voici quelques applications typiques de ces équipements :

- □ Ventilation longitudinale avec des équipements Saccardo, d'injection ou d'extraction.
- □ Ventilation transversale de tunnels routiers.
- □ Ventilation semi-transversale de tunnels routiers.
- □ Accélérateurs pour la ventilation longitudinale de tunnels.
- □ Extracteurs de poussières humides montés sur ski pour maintenir de bas niveaux de poussières.



Systèmes de ventilation de tunnel

## METHODE DE CALCUL ET DE DIMENSIONNEMENT DES TUNNELS

## 1. Introduction:

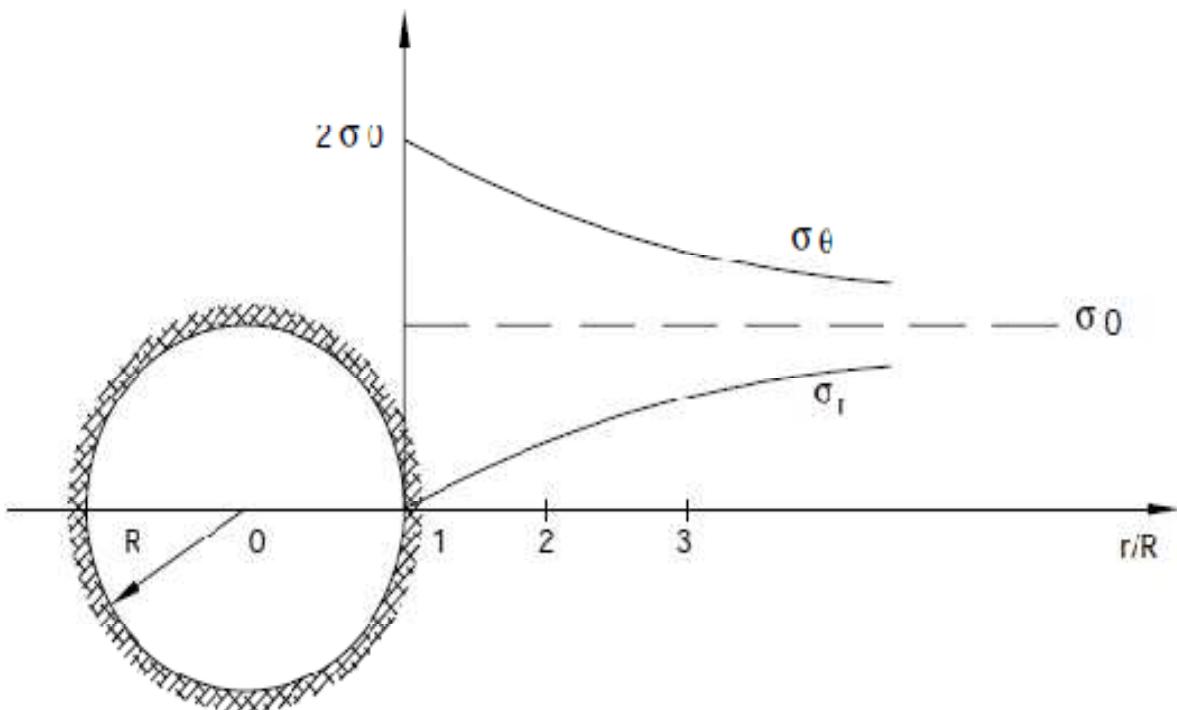
Le type de tunnel et la nature du sol, dans lequel la construction doit être réalisée, sont les principaux facteurs dont le projeteur doit tenir compte. Ces facteurs ont une influence notamment sur le choix des techniques de construction (excavation des terrains et types de soutènement) et sur la manière de conduire les calculs.

## 2. Mécanismes de rupture et champ de déplacements autour des tunnels :

Le creusement d'un tunnel ou d'une excavation souterraine induit dans le terrain situé à son voisinage une modification du champ de contraintes initiales qui s'accompagne d'un champ de déplacements fonction de l'état des contraintes initiales, des caractéristiques mécaniques du terrain et des soutènements mis en œuvre.

### 2.1 Champ de contraintes :

Dans le domaine élastique et dans un plan perpendiculaire à l'axe du tunnel situé en arrière du front de taille, cette redistribution des contraintes comporte une diminution de la composante radiale (jusqu'à zéro à la paroi du tunnel non soutenu) et une augmentation de la composante orthoradiale qui constitue l'effet de voûte. Mais, lorsque la résistance n'est pas suffisante, le terrain cède, soit par rupture fragile, soit par écoulement plastique, soit par un comportement intermédiaire.

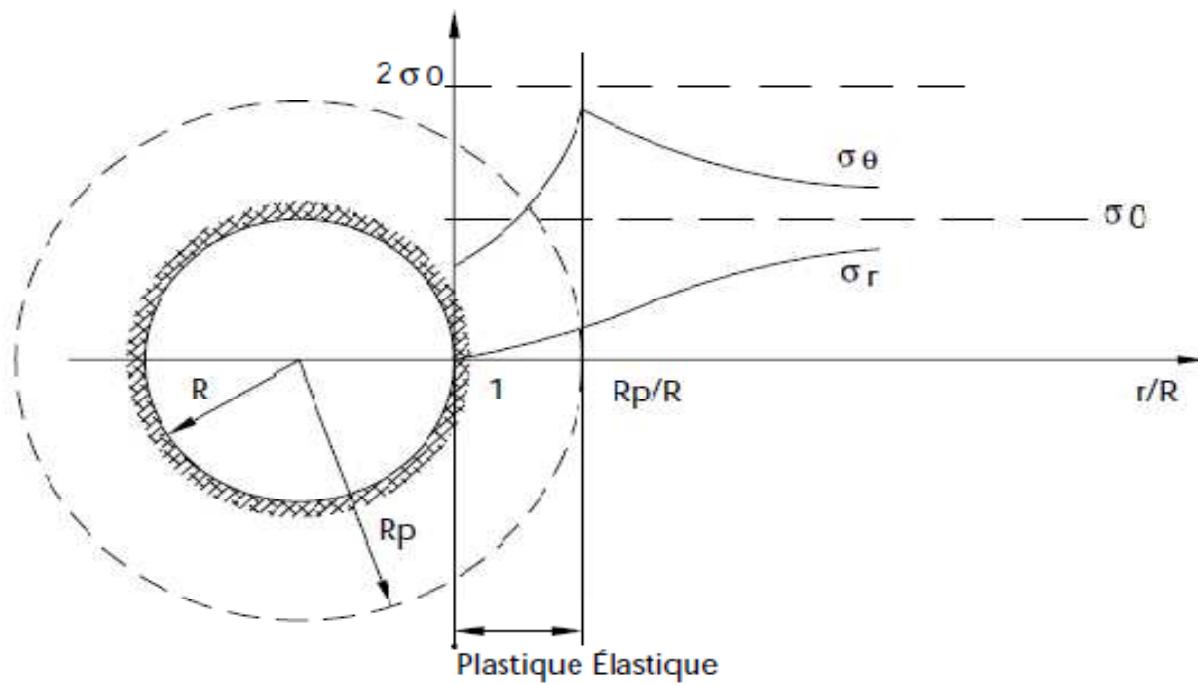


**Contraintes radiales et orthoradielles autour d'un tunnel « cas élastique »**

$\sigma_0$  : contrainte initiale,

$\sigma_r$ : contrainte radiale,

$\sigma_t$  : contrainte orthoradiale.



Contraintes radiales et orthoradielles autour d'un tunnel « cas élastoplastique »

### 2.3 L'effet de voûte :

La stabilité d'une excavation souterraine, quelle qu'elle soit, est liée à un phénomène naturel de réarrangement des contraintes nommé effet de voûte. Pour bien comprendre l'effet de voûte, il convient de se replacer en situation et d'examiner l'état de contrainte en des points situés à des distances différentes de la galerie (Fig. 3) :

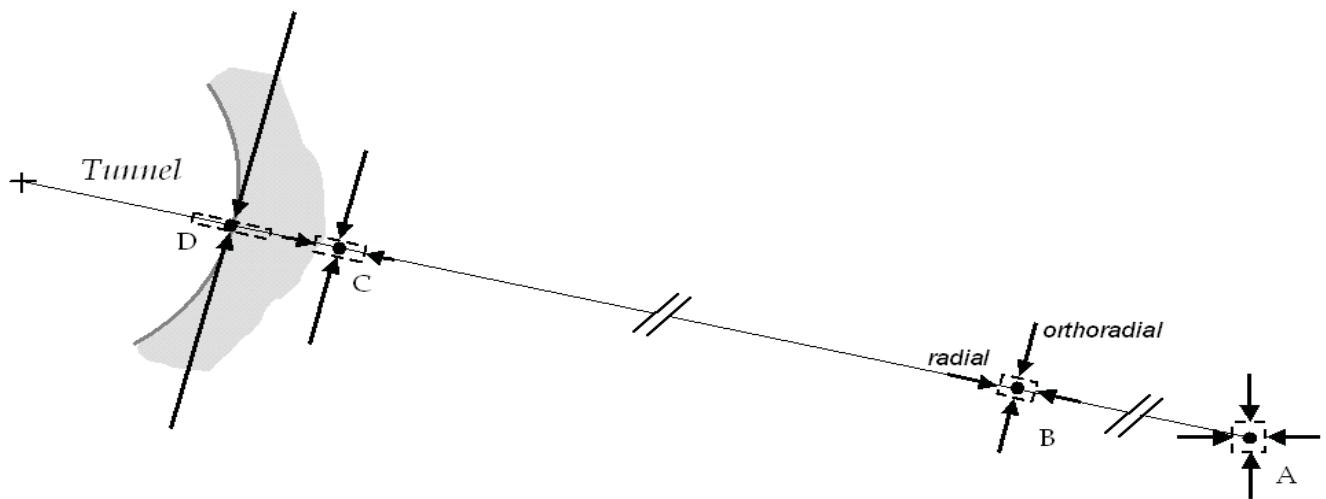


Fig. 3 : Explication mécanique de l'effet de voûte : évolution des contraintes et déformation d'un élément de volume autour d'une excavation.

– **Point A** : Situé "à l'infini" par rapport au tunnel, l'état de contrainte - ici supposé isotrope - n'est pas modifié. Les deux axes représentent les contraintes principales majeure et mineure (ici identiques) dans le plan ;

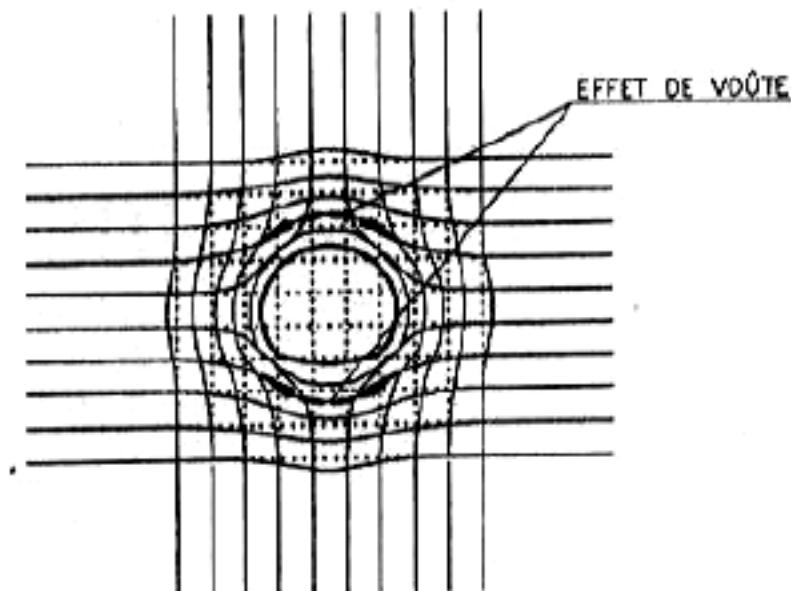
– **Point B** : A environ 4 diamètres de la paroi du tunnel, on considère que les effets de l'excavation se font ressentir de façon notable. Le repère des contraintes principales s'oriente selon les axes du repère en coordonnées cylindriques. On a deux contraintes principales : radiale et orthoradiale ;

– **Point C** : Près de la paroi, l'évolution est la suivante : la contrainte radiale de compression diminue, tandis que la composante orthoradiale augmente ;

– **Point D** : A la paroi, la contrainte radiale est nulle (condition aux limites dans le cas où il n'y a pas de soutènement). En contrepartie, la contrainte orthoradiale est maximum. C'est l'effet de voûte. Le terrain se "bouge" naturellement comme une arche de pont autostable.

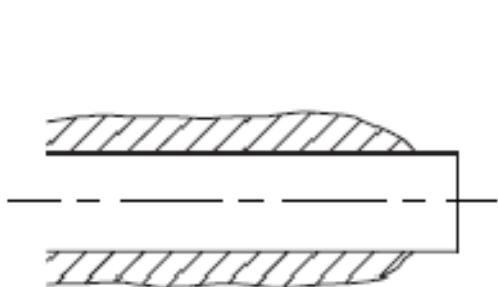
De A à D, le déviateur des contraintes ne fait qu'augmenter - il est nul dans la configuration initiale. Ce déviateur est borné, il ne peut pas être aussi grand qu'on le souhaite : c'est la notion de critère de plasticité. S'il dépasse une valeur seuil, il y aura instabilité puis effondrement. S'il reste dans une certaine plage de valeurs, le terrain se tiendra tout seul et ne nécessitera pas, a priori, de soutènement. On comprend ainsi que pour bénéficier au maximum de ce mécanisme, il faille se rapprocher le plus possible d'une section circulaire -la section "idéale".

La figure 4 donne un exemple de champ de contraintes autour d'une galerie circulaire, mettant en évidence l'effet de voûte.

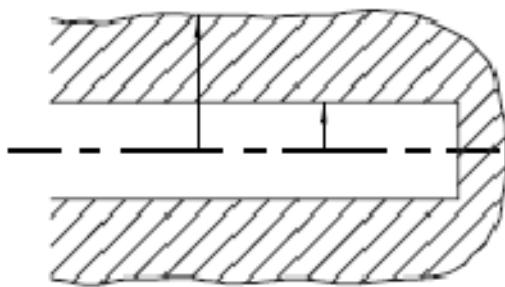


**Fig. 4 : Champ des contraintes principales dans un plan perpendiculaire à l'axe du tunnel.**

Lorsqu'on examine le problème de manière tridimensionnelle, on observe que les contraintes principales subissent une rotation au voisinage du front de taille (Fig. 4) - ce qui traduit l'existence de contraintes de cisaillement sur des facettes perpendiculaires à l'axe du tunnel - et que la zone plastique peut intéresser ou non le front de taille (Fig. 5) selon la résistance du terrain et le niveau de contrainte.



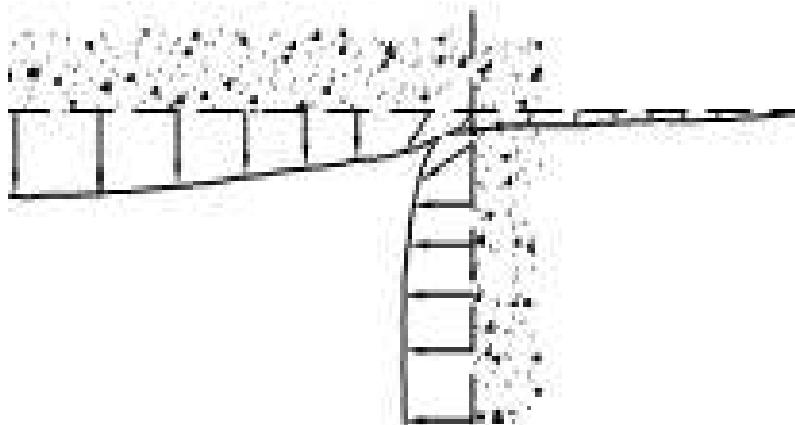
**Zone plastique en arrière du front de taille**



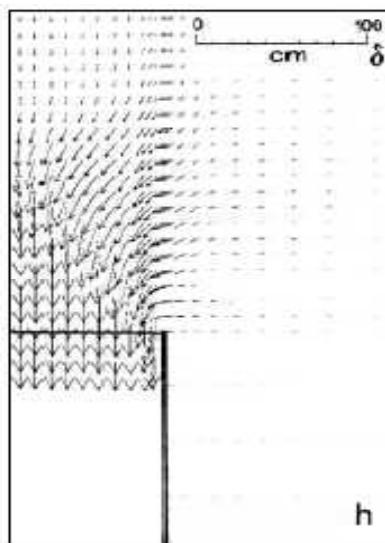
**Front de taille inclus dans la zone plastique**

**Fig. 5 : Développement de la zone plastique autour du tunnel.****2.4 : Champ de déplacements :**

L'allure des déplacements des parois d'une galerie non soutenue est donnée sur la figure-6.

**Fig. 6 : Déformation du profil longitudinal de la galerie.**

Dans les terrains à comportement plastique, lorsque la capacité de résistance du massif est atteinte, les déplacements deviennent très importants. Le front de taille à lui seul peut engendrer des déplacements de grande ampleur (phénomène d'extrusion du front). (Fig. 7).

**Fig.7 : Exemple d'extrusion du front de taille.**

Les déplacements peuvent alors se répercuter largement dans le massif, jusqu'en surface dans le cas des tunnels à faible profondeur. Enfin, le déplacement vers l'intérieur du tunnel des éléments de volume initialement carrés - a tendance à leur donner la forme rectangulaire. Ceci est vrai si l'on considère que la sollicitation modifie le terrain à volume constant.

Les déformations du massif ne sont pas instantanées et il se produit très généralement des déformations différées.

Enfin, il ne faut pas oublier que les propriétés du massif peuvent s'affaiblir avec le développement des déformations. En particulier, la cohésion peut diminuer dans des proportions considérables et peut tendre vers zéro dans certains cas (notamment le cas de rupture fragile).

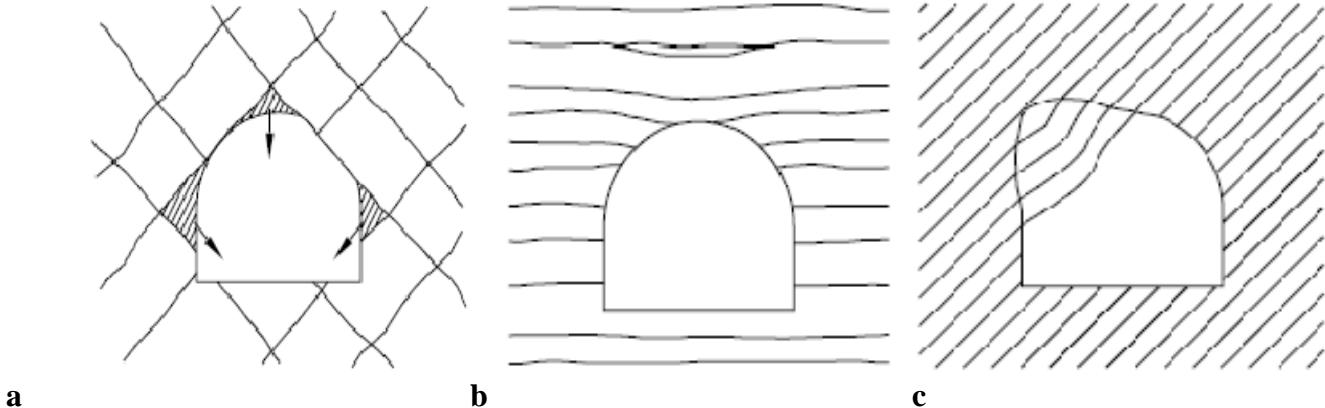
### 3. Mécanismes de rupture :

L'évolution du terrain à la paroi d'un tunnel se présente ainsi sous différentes formes selon la nature du terrain et les contraintes initiales :

- dans le granite massif à grande profondeur (Mont-Blanc, Saint-Gothard), on entend des craquements comparables à ceux du bois qui casse, et on voit se développer des fissures qui délimitent de grandes écailles très minces. Parfois ces écailles se détachent d'une façon très brutale et sont projetées à travers le tunnel, constituant de redoutables projectiles. Parfois, elles restent localement fixées au massif, mais elles sonnent creux sous le marteau ;
- dans les roches schisteuses, on constate de grandes déformations caractérisées par des plissements de feuillets à angles vifs, permettant la diminution de longueur du contour. Le foisonnement du massif est considérable ;
- dans beaucoup de roches fracturées, on constate simplement le développement de fissures, qui séparent des blocs qui sonnent creux, et qui conduisent à une dilatance généralisée (mais beaucoup moindre que dans les cas des schistes) ;
- enfin, dans les roches argileuses, et notamment les zones broyées, on constate un déplacement généralisé des parois, où le terrain avance entre les éléments du soutènement, et, bien entendu, exerce une poussée sur ces éléments.

Les mécanismes de rupture sont également influencés par la structure du massif et la présence de surfaces de discontinuité, induisant par exemple :

- des chutes de blocs (Fig. 8a) ;
- des fléchissements de dalles dans les massifs à stratification horizontale (Fig. 8b) ;
- des décollements ou flambements de lames de rocher dans les tunnels creusés en direction (Fig. 8c).



**Fig. 8 : Mécanismes de rupture.**

Dans les tunnels à faible profondeur dans les sols ou dans les roches à faible résistance, on peut observer une rupture de type bloc rigide délimité par des bandes de cisaillement, allant jusqu'en surface.

### 4. Rôle de l'eau dans les phénomènes d'instabilité :

Qu'il s'agisse de massifs rocheux ou meubles, l'eau est très souvent présent dans le terrain sous forme de nappes statiques ou d'écoulements. Le fait de creuser une cavité modifie l'équilibre hydrostatique ou hydrodynamique par la création d'un nouvel exutoire. De nouveaux parcours d'écoulement se créent.

#### a) Dans le cas d'un massif rocheux fissuré:

L'eau utilise les fissures existantes où se concentrent les forces de courant dont l'action s'exerce en priorité sur les blocs situés en parement de la cavité. Les blocs peuvent être chassés un à un et créer de véritables « cloches » mettant en péril la stabilité de la cavité.

Cette érosion régressive peut également se traduire par un déboufrage brutal des matériaux meubles qui remplissent parfois les fissures et par une irruption de débits d'eau importants et soudains qui sont à l'origine de bien des accidents et nécessitent des dispositions onéreuses pour la reprise des chantiers.

L'eau peut agir à la fois par réduction des contraintes effectives auxquelles est soumis le matériau rocheux, par altération des surfaces des fissures et par réduction de l'angle de frottement interne du matériau de remplissage.

#### **b) Dans le cas d'un massif meuble semi-isotrope et relativement perméable:**

L'écoulement vers la cavité se fait plus régulièrement et les forces d'écoulement radiales s'ajoutent aux contraintes effectives sur le squelette solide. S'il s'agit de terrain peu perméable et si la vitesse de creusement est forte, l'essorage ne peut se faire au fur et à mesure de l'avancement et les gradients de pression peuvent être importants au voisinage de la paroi. Dans tous les cas, la présence de l'eau est un facteur très aggravant de l'instabilité. Chaque fois que de tels phénomènes sont à craindre, des dispositions préventives sont à adopter (forages à l'avancement, procédés spéciaux) pour réduire les risques d'accidents.

#### **5. Facteur temps et stabilité :**

Lors du creusement d'une galerie, le processus de décompression du terrain encaissant n'est pas immédiat. Il est facile de vérifier que, dans une section donnée, le mouvement de convergence des parois se poursuit en fonction du temps, même lorsque la progression du creusement est interrompue. Les déformations présentent un caractère viscoélastique ou viscoplastique. Le temps joue donc un rôle important dans la lutte contre l'instabilité des parois d'une galerie, qu'il s'agisse de terrains rocheux fracturés dont les mouvements sont gouvernés par la déformabilité des fissures et des matériaux qu'elles contiennent ou qu'il s'agisse de terrains meubles.

Mais ici encore, c'est le plus souvent à l'expérience qu'on se référera pour définir les délais admissibles pour la mise en place des soutènements, faute de pouvoir définir précisément les lois de déformation des matériaux en fonction du temps.

D'un point de vue pratique, la mise en place immédiate du soutènement entraîne, à moins que l'organisation du chantier n'ait été prévue en conséquence, un ralentissement sensible des cadences.

On mesure donc toute l'importance des reconnaissances préalables pour le choix des types de soutènement et l'organisation même du chantier. On mesure aussi l'étroite imbrication réciproque de ces choix avec les méthodes de dimensionnement des ouvrages.

#### **6. Théorie du soutènement et du revêtement :**

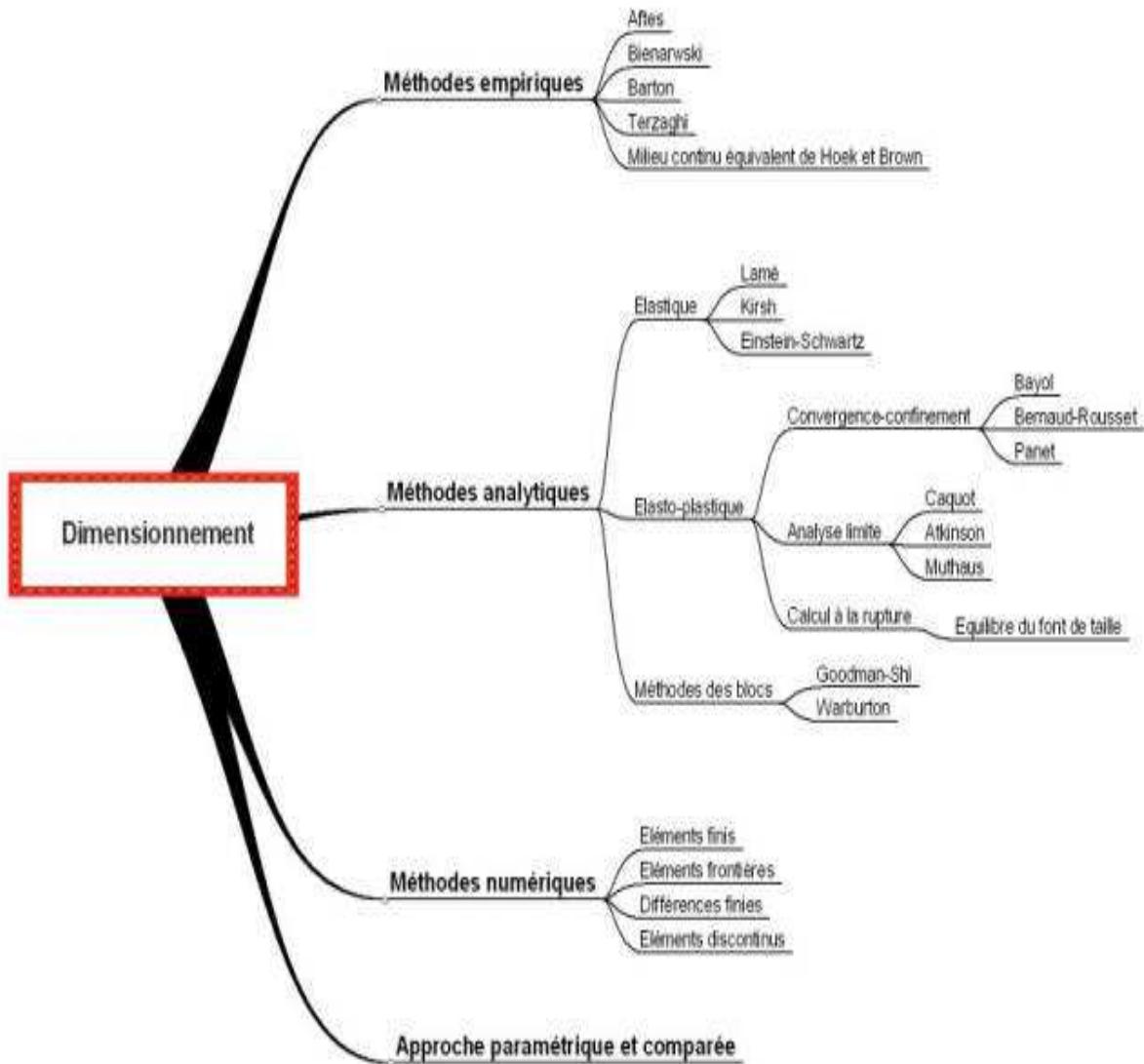
Les efforts supportés par le soutènement et/ou le revêtement d'un tunnel dépendent à la fois :

- de l'état de contraintes préexistant dans le massif avant le creusement de l'ouvrage ;
- du comportement mécanique de ce massif ;
- de l'action de l'eau dans le massif ;
- des phases successives et du calendrier de l'exécution (aspect tridimensionnel et influence du temps) ;
- de la raideur du soutènement ou du revêtement.

Procéder au « calcul » d'un ouvrage souterrain devrait consister, de façon idéale, à quantifier, pour un ouvrage déterminé, les paramètres qui définissent l'ensemble de ces phénomènes et à en déduire précisément, grâce à un modèle mathématique capable de les intégrer tous, le fonctionnement réel de l'ouvrage, donc, par approches successives, son dimensionnement optimal.

#### **7. Méthodes de calcul et dimensionnement du soutènement :**

On peut distinguer quatre types de méthodes de calcul utilisés: des méthodes empiriques (fondées sur une classification géotechnique des roches), des méthodes analytiques (fondées sur des solutions analytiques en mécanique des milieux continus), des méthodes de calcul spécifiques pour les revêtements (méthode des « réactions hyperstatiques ») et la méthode de calcul numérique.



## 7.1 Les méthodes empiriques :

Ces méthodes sont fondées sur des corrélations entre, d'une part, l'identification physique et la classification des roches et, d'autre part, des caractéristiques de soutènement. Normalement, ces méthodes sont utilisées dans les études préliminaires et ne concernent que les ouvrages creusés dans les roches. Cette approche a été, pour la première fois, développée par [Terzaghi.1946] : elle consiste à supposer que le tunnel est soumis, d'une part, à un chargement vertical dû au poids des terrains sus-jacents et, d'autre part, à un chargement horizontal égal à une fraction de la pression verticale agissant en clé ; cette dernière est déterminée à partir d'un calcul de type équilibre limite, en faisant l'hypothèse de la mise en rupture d'un bloc de terrain au-dessus de l'ouvrage et en écrivant l'équilibre de ce bloc sous l'action de son poids, de la réaction de l'ouvrage et du frottement mobilisé le long de la ligne de rupture.

[Bieniawski et al. 1973, 1979, 1983], [Barton et al. 1974], [AFTES. 1993] ont proposé des méthodes basées sur la classification des roches. Les méthodes usuelles utilisées par l'ingénieur d'études sont les méthodes R.Q.D, - R.M.R et des recommandations de [l'AFTES. 1993].

La méthode de classification appelée R.Q.D (Rock QualityDesignation) a été proposée par [Deere. 1964, 1970] qui a mis en corrélation cette méthode avec la méthode empirique de Terzaghi. Le R.Q.D est déterminé à partir des observations faites sur les échantillons prélevés dans un sondage carotté.

### 7.1.1 Méthode de classification AFTES :

La principale activité de l'AFTES consiste à diffuser des recommandations techniques dans le domaine des travaux souterrains. Ces recommandations sont préparées au sein de groupes de travail qui ont permis de constituer une classification, dite de l'AFTES.

Plutôt que d'attribuer au massif une "note" globale déterminant les conditions de creusement d'un ouvrage, l'AFTES a préféré préciser clairement les divers facteurs qu'il faut s'efforcer de connaître pour la conception d'un projet souterrain dans un massif rocheux:

#### a) Les conditions géologiques générales :

Les conditions géologiques sont exposées dans un rapport géologique (synthèse de toutes les études préalables) qui comprend:

- 1) Une carte des affleurements avec une carte géologique et d'un schéma tectonique de sondages,...
- 2) Une carte des formations et phénomènes superficiels (glissement,...) notamment dans les zones d'implantations des têtes de l'ouvrage
- 3) Une description pétrographique et lithologique des formations rocheuses traversées en explicitant les dénominations régionales particulières
- 4) L'état d'altération du massif rocheux dans son ensemble décrit en établissant un zonage d'altération suivant les classes du tableau 1:

#### Description de l'état d'altération du massif rocheux

Classe	Terminologie
AM 1	Sain
AM 2	Légèrement altéré
AM 3	Moyennement altéré
AM 4	Très altéré
AM 5	Complètement altéré

#### b) Les conditions hydrologiques :

Les difficultés majeures rencontrées dans les chantiers souterrains sont très souvent liées à la présence d'eau. Les écoulements modifient les champs des contraintes et des débits importants gênent considérablement les travaux. Les conditions hydrologiques sont définies par le couple (H,K) soit :

#### La charge hydraulique existant préalablement au creusement de l'ouvrage

asse	Charge Hydraulique H ( en m au-dessus du radier de l'ouvrage)	Terme descriptif
H 1	<10m	Faible
H 2	de 10 à 100m	Moyenne
H 3	> 100m	Forte

#### La perméabilité du massif k

Classe	Perméabilité K en m/s	Terme descriptif
K 1	$<10^{-8}$	Très faible à faible
K 2	de $10^{-8}$ à $10^{-6}$	Faible à moyenne
K 3	de $10^{-6}$ à $10^{-4}$	Moyenne à forte

K 4	$>10^{-4}$	Forte
-----	------------	-------

Remarques: les perméabilités sont très souvent anisotropes. On utilise donc la perméabilité la plus élevée en précisant sa direction et le degré d'anisotropie.

### c) Les discontinuités du massif rocheux :

Le terme discontinuité signifie toute interruption physique de la continuité du massif rocheux. Elle se caractérise par une résistance à la traction très faible voire nulle, dans la direction normale à leur plan.

Pour une description complète, il faut déterminer les caractéristiques suivantes:

- La densité des discontinuités
- L'orientation des discontinuités
- L'organisation des discontinuités en familles
- L'ouverture des discontinuités, la persistance, la morphologie et le remplissage.

Au niveau de la classification de l'AFTES, trois de ces caractéristiques sont prises en compte:

<b>Nombre de famille de discontinuités distinctes</b>	
<b>Classe</b>	<b>Description</b>
N 1	Pas de discontinuités (ou très peu)
N 2	Une famille principale
N 3	Deux familles principales
N 4	Plus de deux familles principales
N 5	NOMBREUSES DISCONTINUITÉS SANS HIÉRARCHISATION

### Orientation des discontinuités de chaque famille par rapport au creusement

<b>Classe</b>	<b>Description</b>
OR 1	discontinuités subhorizontales
OR 2	creusement en travers-bancs
OR 3	conditions intermédiaires
OR 4	creusement en direction

### Densité des discontinuités

<b>Classe</b>	<b>Densité</b>	<b>Terme descriptif</b>
S 1	Espace>200cm ou RQD> 90%	Très espacées
S 2	60<Espace.<200cm ou 75%<RQD< 90%	Espacées
S 3	20<Espace.<60cm ou 50%<RQD< 75%	Moyennement espacée
S 4	6<Espace.<20cm ou 25%<RQD< 50%	rapprochées
S 5	Espace<6cm ou RQD< 25 %	Très rapprochées

### d) Caractéristiques mécaniques des roches :

Pour une description complète du massif, il est nécessaire de déterminer:

- 1) Indice de continuité de la roche
- 2) Résistance de la roche
- 3) Potentialité de gonflement de la roche
- 4) Altérabilité de la roche

La classification de l'AFTES tient en compte la résistance de la roche, sa potentialité de gonflement et son altérabilité.

La résistance du terrain fait partie du comportement du terrain, ce qui possède toute son importance au moment de concevoir un soutènement pour un ouvrage souterrain. On peut le classifier selon le tableau suivant:

<b>La résistance d'un terrain</b>			
<b>CATEGORIE</b>	<b>DESIGNATION</b>	<b>EXEMPLES</b>	<b>Rc (MPa)</b>
<b>R<sub>1</sub></b>	Roche de résistance très élevée	Quartzites, basaltes de résistance élevée	> 200
<b>R<sub>2a</sub></b>	Roche de résistance élevée	Granits très résistants, porphyres, grès et calcaires de très haute résistance	200 à 60
<b>R<sub>2b</sub></b>		Granits, grès et calcaires de très bonne tenue ou légèrement dolités, marbres, dolomies	120 à 60
<b>R<sub>3a</sub></b>	Roche de résistance moyenne	Dolites, marbres, dolomies, conglomérats compacts, grès ordinaires, schistes siliceux ou grès schisteux, gneiss	60 à 40
<b>R<sub>3b</sub></b>		Schistes argileux, grès et calcaires de résistance moyenne	40 à 20
<b>R<sub>4</sub></b>	Roche de faible résistance	Marnes compactes, conglomérats peu consistants, schistes ou calcaires tendres ou très fracturés, gypses, grès très fracturés ou marneux, poudingues, craie	20 à 6
<b>R<sub>5a</sub></b>	Roche de très faible résistance et Sols	Marnes sableuses ou argileuses, sables marneux, gypses ou craies altérées	6 à 0,5
<b>R<sub>5b</sub></b>	cohérents consolidés	Alluvions graveleuses, sables argileux normalement consolidés	< 0,5
<b>R<sub>6a</sub></b>	Sols plastiques ou peu consolidés	Marnes altérées, argiles franches, sables argileux, limons fins	-
<b>R<sub>6b</sub></b>		Tourbes silts, vases peu consolidées, sables fins sans cohésion	

- Concernent l'altérabilité -gonflement de la roche On retiendra pour la classification les cas suivants:

- 1) Les terrains susceptibles de délitage
- 2) Terrains susceptibles de dissolution
- 3) Terrains gonflants
- 4) Autres terrains.

#### e) Contraintes naturelles et Hauteur de couverture :

Ce critère est lié à la fois au massif lui-même et à son histoire, pour ce qui concerne les contraintes naturelles effectives en chacun des points, et aux données géométriques du projet, pour ce qui concerne la position de l'ouvrage à l'intérieur du massif et notamment sa profondeur par rapport à la surface.

#### 1. Hauteur de couverture

Un premier seuil correspond à la hauteur minimale de couverture nécessaire pour que puissent se former les voûtes de décharge et que l'on puisse intéresser le terrain à la stabilité. Cette hauteur varie entre 1 et 2 fois la dimension de la cavité selon que l'on soit en présence de sol ou de roche.

Au delà de ce seuil, il faut s'attarder aux contraintes naturelles

## 2. Contraintes naturelles

### a) Dans le cas des roches

La nécessité de soutènement dépend du rapport entre les contraintes initiales et la résistance à la compression uni-axiale de la roche soit  $\delta_c/\delta_0$ :

<b>Influence de la contrainte initiale sur le soutènement</b>		
<b>Classe</b>	<b>Rapport Contraintes initiales/Resistance compression</b>	<b>influence sur le soutènement</b>
CN 1	$\delta_c/\delta_0 > 4$	Faible
CN 2	$2 < \delta_c/\delta_0 < 4$	Moyenne
CN 3	$\delta_c/\delta_0 < 2$	Forte

### b) Dans le cas de sols

L'influence de la profondeur est nettement moins ressentie que dans le cas des sols. Néanmoins lorsque la contrainte initiale dépasse les 10 Mpa on considère qu'elle a une influence c'est-à-dire que la couverture est grande.

En plus de ces critères relatifs au massif rocheux, l'AFTES prend en considération:

- **des critères relatifs à l'ouvrage et à son mode d'exécution:**
  - les dimensions et la forme de la cavité
  - le procédé d'excavation, qui peut être soit à l'explosif en utilisant
  - ou non la technique du pré-découpage, soit purement mécanique

- **des critères relatifs à l'environnement:**
  - le sensibilité de l'environnement aux tassements
  - les effets d'une modification de l'équilibre hydrologique.

### ❖ Recommandations AFTES :

#### Principe :

Pour chacun des critères énumérés ci-dessus, l'AFTES fournit des recommandations propres à orienter le choix du soutènement: béton projeté, boulons à ancrage ponctuel ou à ancrage réparti, cintres, voussoirs...

En effet, divers tableaux ont été élaborés afin d'indiquer, en fonction de la valeur des paramètres qui caractérisent les différents critères en question, si le soutènement considéré est:

- soit particulièrement recommandé (nettement favorable)
- soit possible à condition que d'autres critères soient particulièrement favorables (plutôt favorable)
- soit très mal adapté bien qu'éventuellement possible (plutôt défavorable)
- soit en principe impossible (nettement défavorable).

La superposition des résultats relatifs à chacun des critères doit permettre de sélectionner le type de soutènement le plus approprié.

#### \* Utilisation de la classification AFTES

##### Critère : Comportement mécanique

Tableau:1 <b>Comportement mécanique</b>	Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes préfabr.	Procédés spéciaux
			a ancrage ponctuel	a ancrage réparti	barres foncées	lourds	légers coulissants	plaques métal assemblées	béton		
	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	Injection
R1	●		●					×	×	×	X X
R2a	●		●					×	×	×	X X
R2b		●	●	●				×	×	×	X X
R3a		●	●	●			●	×	×	×	X
R3b		●	●	●			●		×	×	×
R4	X	●	X			●	●				
R5a		X	●	X		●	●	●	●	●	
R5b		X		X		●	●	●	●	●	
R6a		X		X	X	Enf.	Enf.	Enf.	Bcl.	●	●
R6b		X		X	X	Enf. Bif.	Enf. Bif.	Enf. Bif.	Bcl. Bif.	Bif.	● ● ●

LEGENDE

Enf : avec enfilage

Bif : avec blindage du front

Bcl : avec bouclier

##### Critère : Discontinuités (Explosif avec pré découpage)

## Explosif avec pré découpage

Tableau: 2 <u>Discontinuités</u>			Pas de soutienement	Béton projeté	Boulons		Cintres	Voussoirs	Tubes préfabr.	Procédés spéciaux	
Nombre de familles	Orientation	espacement (1)			à ancrage ponctuel	à ancrage réparti - barres foncées					
<u>(Cas où l'excavation est faite à l'explosif avec découpage)</u>											
N1			●						X	X	
N2	Or2 ou Or3	S1 à S3	●						X	X	X
N2 N3 ou N4	quelconque	S1		●					X	X	X
		S2		●	●				X	X	X
		S3		●	Gr	●			X	X	X
		S4	×	●	Gr ou Bp	Gr ou Bp	●	●			X
		S5		●	×	Bp	Bt ou Bp	Bt ou Bp			X
N5				●	●	Bp	Bt ou Bp	Bt ou Bp	●		X

## 2 / Sols ( R5 et R6 )

sans objet

NOTA: 1 / Pour la famille la plus dense

2 / Scellement au mortier de préférence à la résine lorsque les fissures sont ouvertes

LEGENDE: Gr = avec grillage continu

Bp = avec béton projeté

Bl = avec blindage bois ou métallique

## Critère : Discontinuités Explosif sans pré découpage

Tableau: 2 bis <u>Discontinuités</u>			Pas de soutienement	Béton projeté	Boulons		Cintres	Voussoirs	Tubes préfabr.	Procédés spéciaux
Nombre de familles	Orientation	espacement (1)			à ancrage ponctuel	à ancrage réparti - barres foncées				
<u>(Cas où l'excavation est faite à l'explosif sans découpage)</u>										
1 / Matériaux rocheux ( Classes R1 à R4 )										
N1 à N4	quelconque	S1		●	●			●	X	X
		S2		Gr	Gr			●	X	X
		S3	×	●	Gr	●	Bl	●		X
		S4 ou S5		●	●	Bp	Bl ou Bp	Bl ou Bp		
		N5		●	●	Bp	Bl ou Bp	Bl ou Bp	●	X

## 2 / Sols ( R5 et R6 )

sans objet

NOTA: 1 / Pour la famille la plus dense

2 / Scellement au mortier de préférence à la résine lorsque les fissures sont ouvertes

LEGENDE: Gr = avec grillage continu

Bp = avec béton projeté

Bl = avec blindage bois ou métallique

## Critère : Discontinuités Excavation mécanique (hors explosif)

Tableau: 2 ter <b>Discontinuités</b> Cas de l'excavation mécanique 1/ Matériaux rocheux (Classes R1 à R4 ).			Pas de soutienement	Béton projeté	Boulons			Cintres	Vousoirs	Procédés spéciaux			
Nombre de familles	Orientation	espacement (1)			à ancrage ponctuel	à ancrage réparti	barres foncées			lourds	légers coulissants	plaques métal assemblées	béton
N1			●										
N2	Or2 ou Or3	S1 à S3											
N2		S1 / S2		●								×	×
N3		S3		●	●				●			×	×
N4		S4		●	●	●			●			×	×
N5		S5	×	●	●	●		Bl ou Bp	●	●		●	●
			×	●	●	●		Bl ou Bp	●	●		●	●

## 2 / Sols ( R5 et R6 )

sans objet

NOTA : 1 / Pour la famille la plus dense  
 2 / Scellement au mortier de préférence  
 à la résine lorsque les fissures sont ouvertes

LEGENDE :  
 Gr = avec grillage continu  
 Bp = avec béton projeté  
 Bl = avec blindage bois ou métallique

## Critère : Altérabilité – gonflement

Tableau: 3 <b>Altérabilité – gonflement</b>			Pas de soutienement	Béton projeté	Boulons			Cintres	Vousoirs	Procédés spéciaux			
					à ancrage ponctuel	à ancrage réparti	barres foncées			lourds	légers coulissants	plaques métal assemblées	béton
Terrains susceptibles de délitage	×		●		Gr ou Bp	Gr ou Bp	Bl ou Bp	Bl ou Bp	Bl ou Bp	●	●		
Terrains susceptibles de dissolution (1)	×		●		X	X	X	Bl	Bl	●	●		●
Terrains gonflants	×		●	(2)	X	Bp	Bp	Bl ou Bp	Bl ou Bp	●	●		
Autres terrains													

NOTA : 1 / Dans la mesure où ils sont placés dans des conditions où le risque existe (circulations d'eau).

2 / Le béton n'est recommandé qu'en absence de circulations d'eau dans le terrain

LEGENDE : Gr = avec grillage continu

Bp = avec béton projeté

Bl = avec blindage métallique ou bois

## Critère : Hydrogéologie

# COURS TUNNEL

Tableau: 4				Hydrologie												Procédures spéciales				
Roches R1 à R4	Sols R5 et R6	Charge	Permeabilité Hors d'eau	H1	H2 ou H3	K1 K2 ou K3	K4	K1 ou K2	K3 ou K4	Béton projeté	Boulons			Cintres	Voussoirs	Tubes préformés	Bouclier ou pousse tube	Injection	Air comprimé	Congélation
										à ancrage ponctuel	à ancrage réparti	barres foncees	lourds	légers coulissants	plaques métal assemblées	béton				
Roches R1 à R4	Sols R5 et R6	H1	H2 ou H3	K1 K2 ou K3	K4	Dr	•	•	X	•	•							•		
				K1 ou K2		Dr	•	•	X				•					•		
				K3 ou K4					X			•						•		
		H1	H2 ou H3	K1 ou K2		Dr	X		X			•	•	•	•			•		
				K3					X		Enf	Enf	Enf	Bcl				•	•	•
				K4					X	Enf Blf	Enf Blf	Enf Blf	Bcl Blf				Blf	•	•	

NOTA : 1/ Scellement au mortier ou aux résines spéciales à durcissement en présence d'eau

2/ ou bentonite (préférable dans les cas de très forte perméabilité)

LEGENDE : Dr : avec drainage

Enf : avec enfilage

Blf : avec blindage front

Bcl : avec bouclier

## Critère : Couverture

Tableau: 5				Couverture												Procédures spéciales					
Roches R1 à R4	Sols R5 et R6	Couverte < D	Couverte < 1,5 D	CN1	CN2	CN3	Couverte < D	Couverte < 1,5 D	$\sigma^o$ modéré	$\sigma^o > 10 \text{ MPa}$	Béton Projete	Boulons			Cintres	Voussoirs	Tubes préformés	Bouclier ou pousse tube	Injection	Air comprimé	Congélation
											à ancrage ponctuel	à ancrage réparti	barres foncees	lourds	légers coulissants	plaques métal assemblées	béton				
Roches R1 à R4	Sols R5 et R6	Couverte < D	Couverte < 1,5 D	CN1	CN2	CN3	Couverte < D	Couverte < 1,5 D	$\sigma^o$ modéré	$\sigma^o > 10 \text{ MPa}$	X	X		•	•			X			
											X	•	•	X							
											X	•	•	•	•	•					
											Sf	Sf		X	Sf	Sf	Sf		X		
											Sf	Sf	Sf	Sf	Sf	Sf	Sf				

LEGENDE

Sf : avec soutienement du front (éventuel)

## Critère : Dimensions de la galerie et environnement

## COURS TUNNEL

Tableau: 6 <b>Dimension de la galerie</b>	Pas de soufflement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Vousoirs		Tubes préfab.	Procédés spéciaux
			à ancrage ponctuel	à ancrage réparti	barres foncées	lourds	légers coulissants	plaques métal assemblées	béton		
D < 2,50 m			X	X	X			•	•		*
2,50 m < D < 10 m											(1)
D > 10m		Bo	•	•	•		X	Bo, Rev			X (1)

NOTA : 1 / Pousse tube en principe à exclure pour D > 4 m

LEGENDE : Bo : avec boulonnage obligatoire

Rev : avec mise en place rapprochée du revêtement définitif

<b>Environnement</b>											
Sensibilité aux tassements (ouvrages proches)											
	Cla	Pm	Bp	Bp	Bp	Act		Enf	Bcl	Inj	
	X										

Légende : Ci : avec cintres et (éventuellement) boulons pour les terrains de classes R4a, R4b ou R4c

Bp : avec béton projeté

Act : cintres actifs (à vérins) et (éventuellement) calages expansibles

Inj : injections de bourrage immédiates ou anneaux extensibles

Bcl : avec bouclier

Enf : avec enfilage

Pm : Prédécoupage mécanique (pour terrains R2b à R5a)

Exemple :

Un tunnel de 12 m de diamètre dans des schistes fracturés sous forte couverture ( $\sigma_c / \sigma_0 < 2$ ) et hors d'eau

<b>Exemple n° 1</b> TUNNEL Ø 12 m dans les schistes fracturés sous forte ouverture ( $\sigma_c / \sigma_0 < 2$ ) hors d'eau		Pas de soufflement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Vousoirs		Tubes préfab.	Procédés spéciaux
				à ancrage ponctuel	à ancrage réparti	barres foncées	lourds	légers coulissants	plaques métal assemblées	béton		
CRITERES	CLASSES											
① Comport. mécanique	R 3 a			•	•	•	X	•	X	X		X
② Discontinuités	N 3      S 4	X		•								X
③ Altérabilité	Délitage	X		•								
④ Hydrologie	Hors d'eau											
⑤ Couverture	C N 3		X	•	•	X						X
⑥ Dimensions	D > 10		Bo	•	•	•		X				X
<b>Synthèse</b>		X										X

Conclusion : boulons à ancrage ponctuel ou réparti avec grillage ou béton projeté + cintres coulissants

### 7.1.2 Méthode de Bieniawski:

Bieniawski du Sud Afrique, en 1973, proposé une classification du massif, en vue de creuser une galerie souterraine, combinant des facteurs tels que le RQD, le pendage des discontinuités ainsi que leur remplissage. Bieniawski tient compte de certains paramètres dans sa classification qui sont :

- a) La résistance de la matrice rocheuse
- b) La Qualité de la roche via RQD de Deere
- c) L'espacement des discontinuités de la roche
- d) La qualité des discontinuités de la roche
- e) Les conditions hydrologiques
- f) L'orientation des discontinuités .

Les divers paramètres de la classification ne contribuent pas de manière équivalente au comportement du massif rocheux. C'est pourquoi, à partir de son expérience, Bieniawski leur a affecté un indice de pondération.

### **a) La résistance de la matrice rocheuse**

Bieniawski reprend la classification de la résistance à la compression uni-axiale de la roche intacte proposée par Deere.

#### **Résistance à la compression de la roche**

<b>Résistance à la compression Rc en MPa</b>	<b>Description de la résistance</b>	<b>Exemple</b>
1 à 25	Très faible	Craie, sel
25 à 50	Faible	Charbon, calcaire, schiste
50 à 100	Moyenne	Grès, ardoise, argilites
100 à 200	Forte	Marbre, granite, gneiss
> 200	Très forte	Quartzite, dolérite, gabbro, basalte

### **b) La Qualité de la roche via RQD de Deere :**

A partir d'un sondage carotté, d'un diamètre de l'ordre de 50 mm, le RQD est calculé sur le longeur de passe de sondage :

$$\text{R.Q.D} = 100 * \frac{\sum \text{des longueurs de carottes } \geq 10 \text{ cm}}{\text{longeur de la passe de sondage}}$$

<b>R.Q.D.</b>	<b>Qualité de Roche</b>
R.Q.D. < 25 %	Très mauvaise
25 % < R.Q.D. < 50 %	Mauvaise
50 % < R.Q.D. < 75 %	Moyenne
75 % < R.Q.D. < 90 %	Bonne
90 % < R.Q.D. < 100 %	Très bonne

### **c) L'espacement des discontinuités de la roche :**

Le terme discontinuités reprend ici les joints, failles, stratifications et autres plans de faiblesse. A nouveau. Bieniawski s'inspire de la classification proposée par Deere.

#### Classification de l'espacement des diaclases (Deere, 1964)

Description	Espacement	Etat du massif
Très large	> 3m	Solide
Large	1m à 3m	Massif
Moyennement serrée	0.3m à 1m	A blocs
Serrée	50 mm à 0.3m	Fracturé
Très serrée	< 50 mm	Ecrasé-broyé

#### d) La qualité des discontinuités de la roche :

Ce paramètre prend en considération l'ouverture des joints, leur continuité, leur rugosité et la présence éventuelle de matériaux de remplissage.

#### e) Les conditions hydrologiques :

Des tentatives de prise en considération de l'influence de l'eau souterraine sur la stabilité des excavations, sont présentées sous diverses formes :

- une mesure du débit d'eau entrant dans l'ouvrage
- le rapport entre la pression d'eau dans les joints et la contrainte principale maximale
- une observation qualitative des venues d'eau.

#### f) L'orientation des discontinuités :

Ce dernier paramètre est traité séparément, car l'influence de l'orientation des joints se marque différemment suivant le type d'application; à savoir les tunnels, les talus ou les fondations. Remarquons que la valeur prise par cette note d'ajustement est le fruit d'une estimation qualitative.

Comme aide à la décision dans le cas des tunnels, on se référera à un tableau d'orientation ou à une figure.

#### Orientation des discontinuités

Direction perpendiculaire à l'axe du tunnel		Direction parallèle à l'axe du tunnel		
Creusement du tunnel dans le sens du pendage	Creusement du tunnel dans le sens inverse du pendage	Pendage $45^\circ - 90^\circ$	Pendage $20^\circ - 45^\circ$	Pendage $0^\circ - 20^\circ$
Pendage $45^\circ - 90^\circ$	Pendage $20^\circ - 45^\circ$	Pendage $45^\circ - 90^\circ$	Pendage $20^\circ - 45^\circ$	
Très favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très défavorable
				Moyen
				Moyen

#### ❖ Indice de pondération :

Chaque paramètre reçoit une note, RMR = somme des notes

Cinq classes (roche très mauvaise pour RMR<20 à très bonne roche pour RMR>80).

#### ❖ Attribution des notes

##### Note de la résistance de la Roche

<b>Résistance à la compression (MPa)</b>	<b>Indice Franklin (MPa)</b>	<b>Note</b>	
< 1	non utilisable	0	
1 - 5		1	
5 - 25		2	
25 - 50	1 - 2	4	
50 - 100	2 - 4	7	
100 - 250	4 - 10	12	
> 250	> 10	15	
<b>Note de RQD</b>			
<b>R.Q.D. (%)</b>		<b>Note</b>	
< 25		3	
25 - 50		8	
50 - 75		13	
75 - 90		17	
90 - 100		20	
<b>Note de l'espacement des joints</b>			
<b>Espacement des joints</b>		<b>Note</b>	
< 60 mm		5	
60 - 200 mm		8	
0,2 - 0,6 m		10	
0,6 - 2 m		15	
> 2m		20	
<b>Note de nature des joints</b>			
<b>Nature des joints</b>		<b>Note</b>	
Remplissage mou > 5 mm, Joints ouverts > 5 mm , Joints continus		0	
Surfaces lustrées ou remplissage < 5 mm ou Joint ouvert 1 à 5 mm		10	
Joints continus			
Surfaces légèrement rugueuses, Epaisseur < 1 mm		20	
Epontes altérées			
Surfaces légèrement rugueuses, Epaisseur < 1 mm		25	
Epontes non altérées			
Surfaces très rugueuses non continues, Epontes en contact		30	
Epontes non altérées			
<b>Venues d'eau</b>			
<b>Débit sur 10 m (l/min)</b>	<b>Pression d'eau/ Contrainte principale</b>	<b>Hydrogéologie</b>	<b>Note</b>
> 125	> 0,5	problèmes sérieux de venues d'eau	0
25 - 125	0,2 - 0,5	pression d'eau modérée	4
10 - 25	0,1 - 0,2	saturé	7
< 10	< 0,1	humide	10

## COURS TUNNEL

aucune venue d'eau	0	complètement sec	15
-----------------------	---	------------------	----

<b>Orientation des joints</b>				
	Pendage 0° - 20°			-5
Direction parallèle à l'axe du tunnel	Pendage 20° -45°			-5
	Pendage 45° - 90°			-12
Direction perpendiculaire à l'axe du tunnel	Creusement du tunnel dans le sens inverse du pendage	Pendage 20° - 45°		-10
	Pendage 45° - 90°	Pendage 45° -		-5
	Creusement du tunnel dans le sens du pendage	Pendage 20° - 45°		-2
		Pendage 45° - 90°		0

❖ **Classe de massif rocheux déterminé par le RMR :**

<b>Valeur de RMR</b>	81-100	61-80	41-60	40-21	<21
<b>Classe</b>	1	2	3	4	5
<b>Description</b>	Très bon	bon	moyen	Médiocre	Très médiocre

❖ **Choix du type de soutènement :**

*Recommandations d'avant-projet sommaire du soutènement  
d'après Z. Bieniawski  
(tunnels de 5 à 12 m de portée, excavés à l'explosif)*

Classe de la roche	TYPE DE SOUTENEMENT						
	BOULONS D'ANCRAGE (1)		BETON PROJETÉ			CINTRES METALLIQUES	
	Espace- cement	Complé- ment d'ancrage	Voûte	Pié- droits	Complé- ment de soutènement	Type	Espace- cement
1	G E N E R A L E M E N T P A S N E C E S S A I R E						
2	1,5-2,0 m	Occasionnellement treillis soudé en voûte	50 mm	néant	néant	non rentable	
3	1,0-1,5 m	treillis soudé + 30 mm de béton projeté en voûte si nécessaire	100 mm	50 mm	occasionnellement treillis et boulons si nécessaire	cintres légers	1,5-2,0 m
4	0,5-1,0 m	treillis soudé + 30-50 mm de béton projeté en voûte et en piédroits	150 mm	100 mm	treillis soudé et boulons de 1,5 à 3 m d'espace- ment	Cintres moyens + 50 mm de béton projeté	0,7-1,5m
5	Non recommandé		200 mm	150 mm	treillis soudé boulons et cintres légers	Immédiatement 80 mm de béton projeté puis cintres lourds à l'avancement	0,7 m

(1) diamètre des boulons : 25mm, longueur : 1/2 diamètre du tunnel, scellement réparti à la résine

### 7.1.3 Méthode de Barton:

La méthode de Barton est une classification empirique des massifs rocheux. Le principe de cette classification est le même que celui de la classification de Bienawski, c'est à dire "noter la qualité du massif rocheux par l'intermédiaire de paramètres". La qualité du massif rocheux est représentée par l'indice Q, calculé à partir de six paramètres.

Le Q-system permet aussi de définir le mode de soutènement à mettre en place, à condition de connaître la valeur de Q, la largeur de l'excavation et la fonction de l'excavation.

La connaissance de Q permet également par corrélations de calculer différents paramètres comme les RMR équivalents, le module de déformabilité ( $E_m$ ), la pression s'exerçant sur le soutènement au niveau du toit et des parois et la vitesse des ondes P.

$$Q = \frac{RQD}{Jn} * \frac{Jr}{Ja} * \frac{Jw}{SRF}$$

Où :

- **RQD** : est le Rock QualityDesignation de Deere.

- **Jn** : l'expression du nombre de familles principales de discontinuités.

<b>Nombre de famille de discontinuités</b>	<b>Jn</b>
A. Roche massive, pas ou peu de fractures	0,5 -1,0
B. Une famille de discontinuités	2
C. Une famille de discontinuités et des discontinuités dispersées	3
D. Deux familles de discontinuités	4
E. Deux familles et des discontinuités dispersées	6
F. Trois familles de discontinuités	9
G. Trois familles et des discontinuités dispersées	12
H. Quatre (ou plus) familles et des discontinuités dispersées, roche très densément fracturée en "morceaux de sucre"	15
I. Roche broyée	20

- **Jr** : caractérise la rugosité des faces des joints.

<b>Rugosité des discontinuités</b>	<b>Jr</b>
Les deux épontes sont en contact	
A. Discontinuité non persistante	4
B. Discontinuité rugueuse ou irrégulière et ondulée	3
C. Discontinuité lisse et ondulée	2
D. Discontinuité lissée et ondulée	1,5
E. Discontinuité plane et rugueuse ou irrégulière	1,5
F. Discontinuité plane et lisse	1,0
G. Discontinuité lissée et plane	0,5
Les deux épontes ne sont pas en contact	
H. Discontinuité avec un remplissage argileux	1,0
I. Discontinuité avec un remplissage sableux graveleux ou de roche broyée	1,0

- **Ja** : altération des joints (épaisseur du joint et nature du matériau de remplissage).

<b>Altération de la discontinuité</b>	<b>Ja</b>	<b>phi approximatif</b>
Contact entre les deux épontes		
A. Remplissage imperméable, résistant fortement consolidé	0,75	--
B. Epontes non altérées, uniquement oxydées	1,0	25°-35°

## COURS TUNNEL

C. Epontes largement altérées, enduit sans minéraux argileux, mais avec des parties sableuses	2,0	25°-30°
D. Enduit silteux ou sableux faiblement argileux	3,0	20°-25°
E. Enduit de minéraux faiblement frottant c'est-à-dire kaolinite, mica, gypse, chiante, talc, graphite... avec une petite quantité d'argiles gonflantes	4,0	8°-16°
Epontes rocheuses restant en contact après un léger cisaillement		
F. Roche désintégrée, avec des parties sableuses mais sans argile	4,0	25°-30°
G. Remplissage argileux fortement surconsolidé	6,0	16°-24°
H. Remplissage argileux faiblement à moyennement sur-consolidé	8,0	12°-16°
I. Remplissage argileux avec minéraux gonflants ex montmorillonite, la valeur de $J_a$ dépend du pourcentage de minéraux expansifs et des conditions d'hydratation	8,0-12,0	6°-12°
Les épontes ne sont pas en contact		
K,L,M. Zones ou bandes de roche désintégrée ou broyée avec des conditions d'argile identiques aux cas G, H et I	6,0 8,0	.
N. Zones ou bandes de matériau silteux, ou sableux avec une faible teneur en argile	5,0	25°-35°
P,Q,R. Zones ou bandes de matériau argileux épaisses avec des conditions sur les minéraux argileux identiques aux cas G, H et I	10,0 -13,0 13,0 -20,0	6°-24°

- **Jw** : (effet de l'eau) importance des venues d'eau et pression.

<b>Effet de l'eau</b>	<b>Jw</b>	<b>H Charge hydraulique [m]</b>
A. Excavation hors d'eau ou avec un débit très faible (5[l/mn]) localement	1,0	<10m
B. Pression ou débit moyen, remplissage des discontinuités occasionnellement baigné	0,66	10-25
C. Pression ou débit important dans une roche compétente sans remplissage dans les discontinuités	0,5	25-100
D. Pression ou débit important remplissages largement baignés	0,33	25-100
E. Pression ou débit exceptionnellement élevé au moment de l'abattage puis diminuant avec le temps	0,2-0,1	> 100
F. Pression ou débit exceptionnellement élevé restant constant dans le temps	0,1-0,05	>10

- **SRF** : (Facteur de contrainte) précise l'état des contraintes dans le massif.

<b>Facteur de contrainte</b>	<b><math>\delta c/\delta 1</math></b>	<b><math>\delta t/\delta 1</math></b>	<b>SRF</b>
Ouvrage souterrain rencontrant des zones altérées susceptibles d'induire des instabilités de masses rocheuses lors de l'excavation			
A. Multiples zones d'altération contenant des argiles ou du matériau chimiquement dégradé	.	.	10,0
B. Une zone d'altération isolée contenant des argiles ou du matériau chimique- ment dégradé, à une profondeur < 50m	.	.	5,0
C. Idem mais profondeur > 50 m	.	.	2,5
D. Multiple zones de cisaillement dans une roche compétente sans argile	.	.	7,5
E. Zone de cisaillement isolée dans roche compétente, sans argile, profondeur < 50 m	.	.	5,0
F. Idem mais profondeur > 50 m	.	.	2,5
G. Discontinuités ouvertes, roche fortement fracturée	.	.	5,0
Roches compétentes - Etat de contrainte			
H. Faible contrainte, faible profondeur	>200	>13	2,5
I. Contrainte moyenne	10-200	0,66-13	1,0
J. Contrainte importante, structure fortement comprimée	5-10	0,33-0,66	0,5-2
K. Ecaillage moyen	2,5-5	0,16-0,33	5-10
L. Ecaillage important	< 2,5	< 0,16	10-20
Roches poussantes, déformations importantes			
M. Pression de déformation moyenne	.	.	5-11
N. Pression de déformation élevée	.	.	10-20
Roches gonflantes			
M. Pression de gonflement moyenne	.	.	5-11
N. Pression de gonflement élevée	.	.	10-20

Barton donne les commentaires suivants, qui permettent d'expliquer le regroupement des paramètres par paire:

- Le premier rapport (**RQD/Jn**) : caractérise la taille des blocs rocheux.
- 2) Le second rapport (**Jr/Ja**) : représente la résistance au cisaillement entre les blocs.

➤ 3) Le troisième rapport (**Jw/SRF**) : contrainte / force active.

**Jw** est une mesure des pressions d'eau, qui agissent bien entendu à l'encontre de la résistance au cisaillement des joints, suite à une réduction de la contrainte normale effective; et **SRF** est une mesure:

- du poids des terrains à soutenir lorsque le tunnel est creusé dans un massif présentant des discontinuités.
- du champ des contraintes préexistantes dans le cas d'une roche saine.
- de la charge induite par le fluage de roches plastiques.

Ce dernier rapport, difficile à évaluer, apparaît donc comme un facteur empirique décrivant les "contraintes actives" dans le massif rocheux.

L'indice **Q** peut varier de 0.001 à 1000. Les **Q** sont regroupés en 9 classes, chaque classe correspond à une qualité de massif rocheux (tableau ci dessous).

Les classes de **Q** se représentent sur une échelle logarithmique.

<b>Classification de la qualité de la roche</b>	
<b>Valeurs (Q)</b>	<b>Qualité du massif</b>
400-1000	Exceptionnellement bonne
100-400	Extrêmement bonne
40-100	Très bonne
10-40	Bonne
4-10	Moyenne
1-4	Mauvaise
0,1-1	Très mauvaise
0,01-0,1	Extrêmement mauvaise
0,001-0,01	Exceptionnellement mauvaise

#### 7.1.3 .1 Détermination du mode de soutènement :

Afin de pouvoir relier leur system Q à des recommandations de soutènement dans les ouvrages souterrains, Barton a défini une grandeur supplémentaire qu'ils appellent la dimension équivalente **De** de l'excavation:

$$De = \frac{\text{portée, diamètre ou hauteur d'excavation (m)}}{\text{ESR}}$$

Avec **ESR** (Excavation Support Ratio) coefficient correcteur de dimension étant un facteur dépendant de la finalité de l'excavation, autrement dit, du degré de sécurité recherché pour la stabilité. Des valeurs sont suggérées dans le tableau :

<b>Type d'excavation</b>	<b>ESR</b>
A. Ouvertures temporaires dans les mines	3-5
B. Ouvertures permanentes dans les mines	1.6
Conduites forcées pour usines hydroélectriques	
Galeries pilotes pour grandes excavations	
C. Chambres de stockage	1.3

Tunnels routiers et ferroviaires d'importance mineure	
Tunnels d'accès	
Cheminées d'équilibre	
D. Centrales électriques	1.0
Tunnels routiers et ferroviaires d'importance majeure	
Abris souterrains	
Têtes et intersections de galeries	
E. Centrales nucléaires souterraines	O.8
Aménagements sportifs et publics	
Entreprises	

Lorsque la portée d'une excavation excède la portée limite prédicta par l'équation ci-dessus, il est nécessaire d'installer un système de soutènement en vue de maintenir le massif rocheux entourant l'excavation dans des conditions acceptables de stabilité. En 1974, Barton, Lien et Lunde ont proposé 38 catégories de support (à base de boulonnage, de béton projeté, de revêtement en béton, ou de toute autre combinaison de ces types de renforcement) en fonction des paramètres Q et de De.

Le graphique représentant les 38 classes de soutènement est représenté.

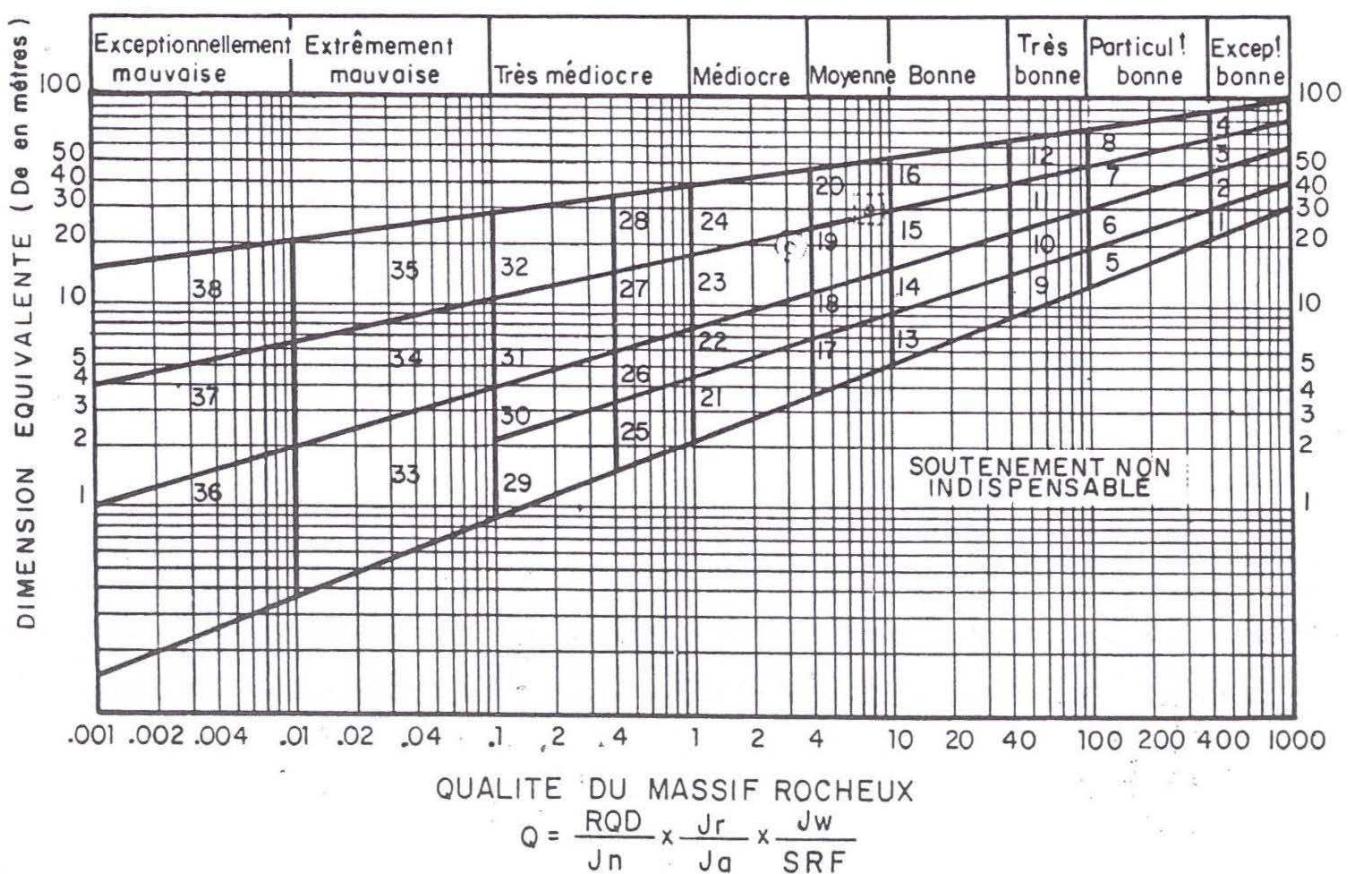


Fig : Les 38 classes de soutènement selon Barton

Barton a proposé une relation empirique donnant la portée maximale (en mètres) en deçà de laquelle la cavité peut rester stable sans soutènement:

$$\text{Portée non soutenu} = 2 \cdot \text{ESR} \cdot Q^{0,4}$$

On retrouve également la zone stable sans soutènement délimitée par cette équation.

Ces catégories sont déterminées à l'aide de la valeur de Q, et du quotient De.

Les soutènements sont ensuite déterminés en fonction de la classe de soutènement et à l'intérieur de cette classe à partir des valeurs de sous paramètres comme (RQD/Jn), (Ja/Jr) et (De).

Les techniques de soutènement ont évolué depuis 1974. Au début les techniques utilisées étaient le boulonnage local, le boulonnage systématique, le béton projeté par voie sèche accompagné de treillis soudés, et du revêtement en béton coffré.

Vers 1993 le graphique représentant les différentes classes de soutènements a été modifié : les 38 classes ont été remplacées par des catégories plus vastes, et les techniques nouvelles ont été introduites.

En effet, le béton projeté par voie humide et le béton projeté avec fibres d'acier ont remplacé le béton projeté associé au treillis soudé existant. Le boulonnage local, le boulonnage systématique et les revêtements en béton coffré sont toujours utilisés.

#### ❖ Choix des soutènements : (Voir les tableaux)

Catégorie Soutènement	Facteurs déterminants			Soutènement
	RQD Jn	Jr Ja	Portée ESR	
1*	-	-	-	sb (utg)
2*	-	-	-	sb (utg)
3*	-	-	-	sb (utg)
4*	-	-	-	sb (utg)
5*	-	-	-	sb (utg)
6*	-	-	-	sb (utg)
7*	-	-	-	sb (utg)
8*	-	-	-	sb (utg)
9	$\geq 20$ $< 20$	-	-	sb (utg) B (utg) 2,5-3 m
10	$\geq 30$ $< 30$	-	-	B (utg) 2-3 m B (utg) 1,5-2 m + clm
11*	$\geq 30$ $< 30$	-	-	B (tg) 2-3 m B (tg) 1,5-2 m + clm
12*	$\geq 30$ $< 30$	-	-	B (tg) 2-3 m B (tg) 1,5-2 m + clm
13	$\geq 10$ $\geq 10$ $< 10$ $< 10$	$\geq 1,5$ $< 1,5$ $\geq 1,5$ $< 1,5$	-	sb (utg) B (utg) 1,5-2 m B (utg) 1,5-2 m B (utg) 1,5-2 m + S 2-3 cm
14	$\geq 10$  $< 10$	-  -	$\geq 15$ m  $\geq 15$ m  $< 15$ m	B (tg) 1,5-2 m + clm B (tg) 1,5-2 m + S (mr) 5-10 cm B (utg) 1,5-2 m + clm

sb - (Spot bolting) boulonnage local

B - (Systematic bolting) boulonnage systématique suivi de l'écartement des boulons en m

(utg) - (Untensioned, grouted) passif, injecté

(tg) - (Tensioned) précontraint (coquille à expansion pour les massifs résistants, scellement au coulis et post-contraint pour les massifs très médiocres - voir note XI)

S - (Shotcrete) béton projeté suivi de l'épaisseur en cm

(mr) - (Mesh reinforced) treillis soudé

clm - (Chain link mesh) grillage

CCA - (Cast Concrete Arch) revêtement en béton coffré suivi de l'épaisseur en cm

(sr) - (Steel reinforced) armature acier

**Nota :** Les boulons sont supposés être de Ø20 mm.

Catégorie Soutènement	Facteurs déterminants			Soutènement	Voir Notes
	RQD Jn	Jr Ja	Portée ESR		
15	> 10	-	-	B (tg) 1,5-2 m + clm	I.II.IV
	≤ 10	-	-	B (tg) 1,5-2 m + S (mr) 5-10 cm	I.II.IV
16* Voir note XII	> 15	-	-	B (tg) 1,5-2 m + clm	I.V.VI
	≤ 15	-	-	B (tg) 1,5-2 m + S (mr) 10-15 cm	I.V.VI

Note : La nature du soutènement nécessaire pour les catégories 1 à 8 dépend de la technique d'abattage utilisée. La méthode de découpage fin avec finition à la main peut éliminer le soutènement. Les méthodes plus grossières peuvent nécessiter l'emploi d'une seule couche de béton projeté, notamment pour les hauteurs d'excavation de plus de 25 m. Les expériences futures devront permettre de distinguer entre les catégories 1 à 8.

COURS TUNNEL

*Méthode de N. BARTON*  
*Soutènement des massifs de qualité « moyenne » et « médiocre »*  
*Q = 10 à 1*

Catégorie Soutènement	Facteurs déterminants			Soutènement	Voir Notes
	RQD Jn	Jr Ja	Portée ESR		
17	> 30	-	-	sb (utg) B (utg) 1-1,5 m B (utg) 1-1,5 m + S 2-3 cm S 2-3 cm	I
	≥ 10, ≤ 30	-	-		
	< 10	-	≥ 6 m		I
	< 10	-	< 6 m		I
18	> 5	-	≥ 10 m	B (tg) 1-1,5 m + clm B (utg) 1-1,5 m + clm	I.III
	> 5	-	< 10 m	B (tg) 1-1,5 m + clm B (utg) 1-1,5 m + clm	I
	≤ 5	-	≥ 10 m	B (tg) 1-1,5 m + S 2-3 cm B (utg) 1-1,5 m + S 2-3 cm	I.III
	≤ 5	-	< 10 m	B (tg) 1-1,5 m + S 2-3 cm B (utg) 1-1,5 m + S 2-3 cm	I
19	-	-	≥ 20 m	B (tg) 1-2 m + S (mr) 10-15 cm B (tg) 1-1,5 m + S (mr) 5-10 cm	I.II.IV
	-	-	< 20 m		I.II
20* Voir note XII	-	-	≥ 35 m	B (tg) 1-2 m + S (mr) 20-25 cm B (tg) 1-2 m + S (mr) 10-20 cm	I.V.VI
	-	-	< 35 m		I.III.IV
21	≥ 12,5	≤ 0,75	-	B (utg) 1 m + S 2-3 cm	I
	< 12,5	≤ 0,75	-	S 2,5-5 cm	I
	-	> 0,75	-	B (utg) 1 m	I
22	> 10, < 30	> 1,0	-	B (utg) 1 m + clm	I
	≤ 10	> 1,0	-	S 2,5-7,5 cm	I
	< 30	≤ 1,0	-	B (utg) 1 m + S (mr) 2,5-5 cm	I
	≥ 30	-	-	B (utg) 1 m	I
23	-	-	≥ 15 m	B (tg) 1-1,5 m + S (mr) 10-15 cm	I.II.IV.VII
	-	-	< 15 m	B (utg) 1-1,5 m + S (mr) 5-10 cm	I
24* Voir note XII	-	-	≥ 30 m	B (tg) 1-1,5 m + S (mr) 15-30 cm	I.V.VI
	-	-	< 30 m	B (tg) 1-1,5 m + S (mr) 10-15 cm	I.III.IV

*Soutènement des massifs de qualité « très médiocre »*  
*Q = 1,0 à 0,1*

Catégorie Soutènement	Facteurs déterminants			Soutènement	Voir Notes
	RCD Jn	Jr Ja	Portée ESR		
25	> 10	> 0,5	-	B (utg) 1 m + mr ou clm	I
	≤ 10	> 0,5	-	B (utg) 1 m + S (mr) 5 cm	I
	-	≤ 0,5	-	B (tg) 1 m + S (mr) 5 cm	I
26	-	-	-	B (tg) 1 m + S (mr) 5-7,5 cm	VIII.X.XI
	-	-	-	B (utg) 1 m + S 2,5-5 cm	I.IX
27	-	-	≥ 12 m	B (tg) 1 m + S (mr) 7,5-10 cm	I.IX
	-	-	< 12 m	B (utg) 1 m + S (mr) 5-7,5 cm	I.IX
	-	-	> 12 m	CCA 20-40 cm + B (tg) 1 m	VIII.X.XI
	-	-	< 12 m	S (mr) 10-20 cm + B (tg) 1 m	VIII.X.XI
	-	-	≥ 30 m	B (tg) 1 m + S (mr) 30-40 cm	I.IV.V.IX
28* Voir note XII	-	-	(≥ 20 m, < 30 m)	B (tg) 1 m + S (mr) 20-30 cm	I.III.IV.IX
	-	-	< 20 m	B (tg) 1 m + S (mr) 15-20 cm	I.III.IX
	-	-	-	CCA (sr) 30-100 cm + B (tg) 1 m	IV.VIII.X.XI
	-	-	-		
29*	> 5	> 0,25	-	B (utg) 1 m + S 2-3 cm	-
	≤ 5	> 0,25	-	B (utg) 1 m + S (mr) 5 cm	-
	-	≤ 0,25	-	B (tg) 1 m + S (mr) 5 cm	-

Catégorie Soutènement	Facteurs déterminants			Soutènement	Voir Notes
	RQD Jn	Jr Ja	Portée ESR		
30	$\geq 5$	-	-	B (tg) 1 m + S (mr) 2,5-5 cm S (mr) 5-7,5 cm	IX
	$< 5$	-	-	B (tg) 1 m + S (mr) 5-7,5 cm	IX
	-	-	-	+ B (tg) 1 m	VIII.X.XI
31	$> 4$	-	-	B (tg) 1 m + S (mr) 5-12,5 cm S (mr) 7,5-25 cm	IX
	$\leq 4, \geq 1,5$	-	-	CCA 20-40 cm + B (tg) 1 m	IX
	$< 1,5$	-	-	CCA (sr) 30-50 cm + B (tg) 1 m	VII.X.XI
32 Voir note XII	-	-	$\geq 20$ m	B (tg) 1 m + S (mr) 40-60 cm	II.IV.IX
	-	-	$< 20$ m	B (tg) 1 m + S (mr) 20-40 cm	III.IV.IX
	-	-	-	CCA (sr) 40-120 cm + B (tg) 1 m	IV.VIII.X.XI

*Tableau 3.18  
Méthode de N. BARTON  
Soutènement des massifs de qualité  
« extrêmement médiocre, exceptionnellement mauvaise » Q = 0,1 à 0,001*

Catégorie Soutènement	Facteurs déterminants			Soutènement	Voir Notes
	RQD Jn	Jr Ja	Portée ESR		
33*	$\geq 2$	-	-	B (tg) 1 m + S (mr) 2,5-5 cm S (mr) 5-10 cm	IX
	$< 2$	-	-	S (mr) 7,5-15 cm	IX
	-	-	-	+ B (tg) 1 m	VIII.X
34	$\geq 2$	$\geq 0,25$	-	B (tg) 1 m + S (mr) 5-7,5 cm S (mr) 7,5-15 cm	IX
	$< 2$	$\geq 0,25$	-	S (mr) 15-25 cm	IX
	-	$\leq 0,25$	-	CCA (sr) 20-60 cm + B (tg) 1 m	VIII.X.XI
35 Voir note XII	-	-	$\geq 15$ m	B (tg) 1 m + S (mr) 30-100 cm	II.IX
	-	-	$\geq 15$ m	CCA (sr) 60-200 cm	VIII.X.XI
	-	-	$< 15$ m	+ B (tg) 1 m	II
	-	-	$< 15$ m	B (tg) 1 m + S (mr) 20-75 cm	IX.III
36*	-	-	-	CCA (sr) 40-150 cm + B (tg) 1 m	VIII.X.XI
	-	-	-	S (mr) 10-20 cm S (mr) 10-20 cm	IX
37	-	-	-	+ B (tg) 0,5-1,0 m	VIII.X.XI
	-	-	-	S (mr) 20-60 cm S (mr) 20-60 cm	IX
38 Voir note XIII	-	-	$\geq 10$	+ B (tg) 0,5-1,0 m	VIII.X.XI
	-	-	$\geq 10$	CCA (sr) 100-300 cm CCA (sr) 100-300 cm	XI
	-	-	$< 10$	+ B (tg) 1 m S (mr) 70-200 cm	IX
	-	-	$< 10$	S (mr) 70-200 cm + B (tg) 1 m	VIII.X.III.XI

**7.2 Les méthodes analytiques :** Très schématiquement on peut distinguer les méthodes de calcul suivantes :

- **Les méthodes aux réactions hyperstatiques** dans lesquelles est étudié l'équilibre de la structure de soutènement sous l'effet de forces extérieures fixes pour certaines charges "actives" résultant d'actions extérieures indépendantes de la déformation de la structure), et variables pour d'autres en fonction du déplacement de la structure (charges "passives" constituées par les réactions du terrain). De telles méthodes fournissent les sollicitations dans la structure quelle que soit sa forme, mais ne prennent en compte que de façon extrêmement simplifiée le rôle du terrain encaissant.
- **Les méthodes du solide composite** dans lesquelles à la fois le terrain et les structures sont modélisées. Les principales approches de ce type reposent sur l'utilisation de calculs aux éléments finis ou aux différences définies
- **La méthode convergence-confinement** n'est pas véritablement une méthode de calcul, mais plutôt une approche du déconfinement progressif du terrain capable de fournir des données pour les méthodes ci-dessus, ainsi que des résultats dans un certain nombre de cas simplifiés.
- **Les méthodes analytiques**, qui moyennant un certain nombre de simplifications dans la forme du soutènement, les modèles de comportement et les types de chargement donnent directement des résultats en termes de déplacements et d'efforts sont beaucoup moins utilisées maintenant compte tenu du développement des méthodes de résolution numérique.
- **Les méthodes de modélisation par blocs** peuvent donner des résultats intéressants dans le cas des massifs rocheux fracturés.

### 7.2.1 La méthodes convergence - confinement:

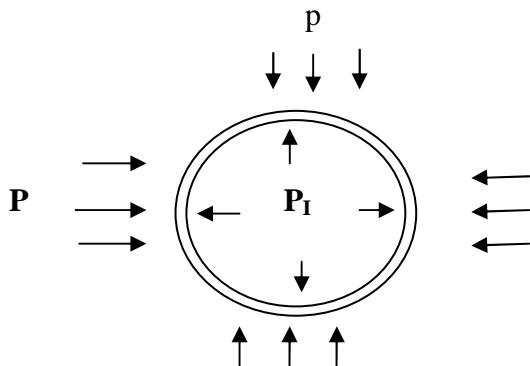
La méthode de convergence-confinement permet d'analyser l'interaction entre le massif et le soutènement par opposition aux anciennes méthodes qui remplaçaient le massif par un système de charges agissant à priori sur le soutènement ou qui ne considéraient pas les phases d'excavation. C'est une méthode de dimensionnement de tunnels simple pour tenir compte des conditions de mise en œuvre du soutènement derrière le front de taille au prix d'une simplification des lois de comportement et d'une homogénéisation d'un certain nombre de zones du massif.

On rappellera ici que cette méthode sous-évalue la pression qui s'exerce sur le soutènement. L'évaluation faite par la méthode convergence-confinement s'éloigne d'autant plus de la réalité que la raideur du soutènement est plus importante que celle du sol excavé.

### 7.2.1.1 Principe général :

Considérons une section plane d'un terrain dans lequel on souhaite creuser une galerie circulaire. Ce terrain est soumis à une contrainte naturelle correspondant à un état initial isotrope  $P$ . Le déplacement radial  $u$  des parois de la galerie non encore excavée est évidemment nul.

Pour modéliser l'excavation de la galerie, nous supposons d'abord la cavité remplie d'un liquide à une pression  $P_I$  correspondant à l'état initial isotrope  $P$ .



#### a) Hypothèses :

L'utilisation de développements analytiques, telle que dans la méthode de convergence-confinement, pour dimensionner les soutènements des ouvrages souterrains impose une réduction du nombre de facteurs à prendre en considération. En effet, la méthode de convergence-confinement est une méthode de calcul simple mais suffisante dans bien des cas. Elle sacrifie la géométrie de l'ouvrage, l'anisotropie du comportement mécanique du massif, l'anisotropie des contraintes pour tenir compte de facteurs jugés plus importants sur l'équilibre final. Ainsi, l'hypothèse de l'axi-symétrie a été faite.

Les conditions suivantes doivent alors être remplies :

- Le tunnel est de section circulaire
- Le matériau est composé d'un matériau homogène et isotrope
- Le champ de contraintes initiales est hydrostatique. C'est-à-dire que les contraintes naturelles verticale et horizontale sont égales ( $K_0 = \sigma_h/\sigma_v$ , le rapport de la contrainte horizontale sur la contrainte verticale est égal à 1)
- Le tunnel est suffisamment profond pour que l'on puisse négliger la variation de la contrainte initiale hydrostatique à sa proximité
- Le soutènement est supposé exercer une pression radiale uniforme sur les parois de l'excavation.

D'autre part, pour que l'on puisse étudier le problème en état plan de déformation, la longueur du tunnel sera suffisamment importante. La déformation longitudinale sera alors considérée comme nulle.

### b) Comportement du massif :

Ensuite, en diminuant la pression  $P_i$ , on provoque un déplacement radial  $u$  correspondant à la décompression du massif. Cette pression  $P_i$  est diminuée depuis la valeur  $P$  jusqu'à la pression nulle. Dans un premier temps, le comportement du terrain est élastique linéaire et la courbe de pression déplacement est linéaire du point A au point B. Dans un second temps, lorsque le critère de résistance du matériau du massif est atteint sur les parois des cavités, une zone décomprimée apparaît autour du tunnel. Elle s'étend vers l'intérieur du massif au fur et à mesure que la pression  $P_i$  décroît. C'est la portion BC de la courbe. La courbe ABC est appelée courbe caractéristique du massif excavé.

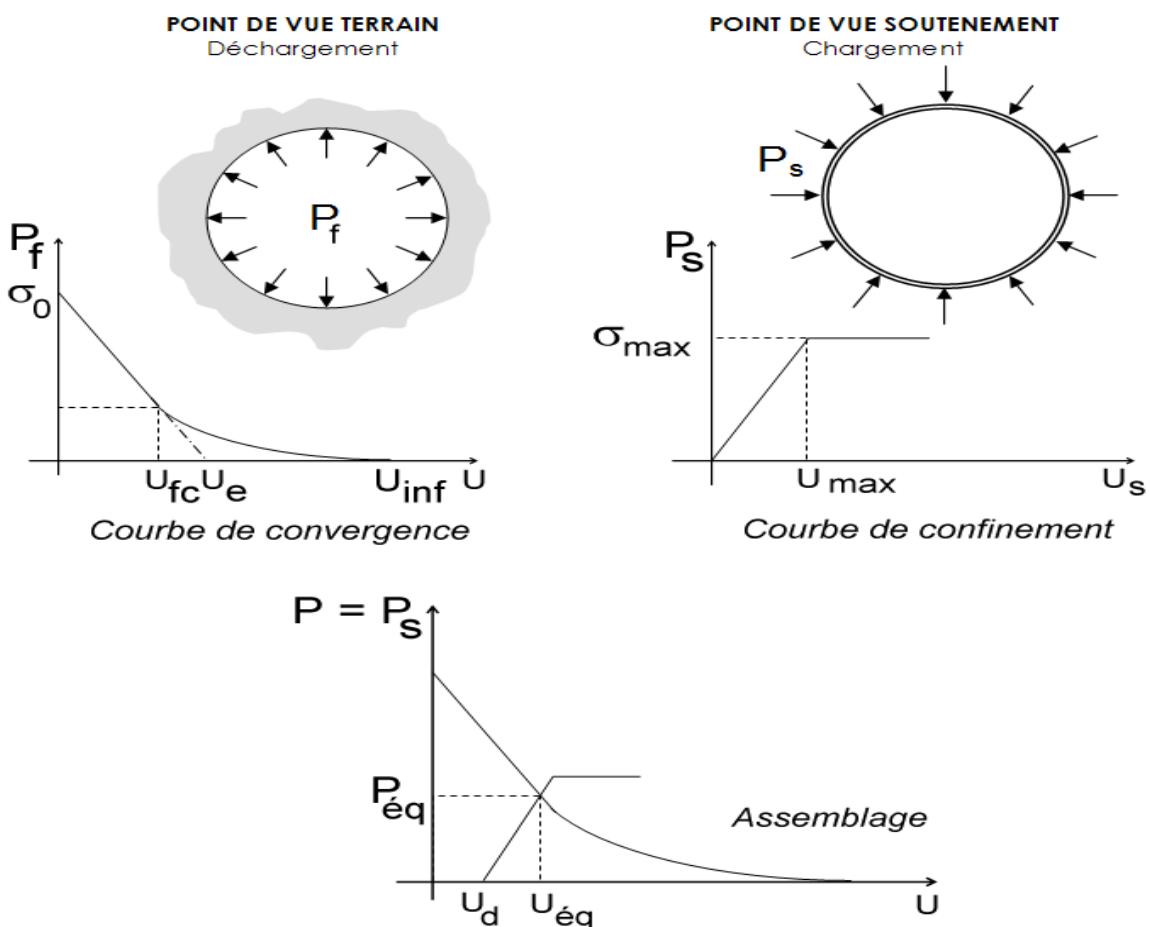
La contrainte initiale dans le massif est donc :  $\sigma_0 = \gamma \cdot H$

### c) Comportement du soutènement :

Avec le même système d'axes, nous pouvons aussi représenter le déplacement radial du soutènement en fonction de la pression extérieure  $P_i$  qui lui est appliquée. Sa courbe caractéristique est une droite si nous supposons que son comportement est élastique linéaire. Son origine est décalée de la valeur  $u_{s0}$  pour tenir compte de la convergence qui s'est déjà produite lors de sa mise en place.

### d) L'équilibre final :

Qui permet de déterminer la pression de soutènement, est obtenu en superposant les deux courbes caractéristiques sur un même graphique. Le point d'intersection i définit alors le point d'équilibre.



## COURS TUNNEL