

Travaux souterrains

par **Pierre GESTA**

Ingénieur de l'École Centrale de Paris

Ancien Directeur à la SOGEA

Président du Comité technique

de l'Association Française des Travaux en Souterrains (AFTES)

1. Différentes catégories de souterrains	C 5 565 - 2
2. Caractéristiques géométriques et profil en long	— 4
2.1 Tunnels ferroviaires	— 4
2.2 Tunnels routiers	— 4
2.3 Galeries hydrauliques	— 6
2.4 Collecteurs d'assainissement	— 7
3. Stabilité des ouvrages souterrains	— 7
3.1 Creusement et stabilité	— 7
3.2 Théorie du soutènement et du revêtement	— 9
4. Équipements d'exploitation	— 14
4.1 Ventilation	— 14
4.2 Éclairage	— 17
5. Creusement des souterrains	— 19
5.1 Tranchées couvertes	— 19
5.2 Creusement en souterrain	— 20
6. Soutènement	— 28
6.1 Classification des modes de soutènement	— 28
6.2 Cintres	— 28
6.3 Boulonnage	— 31
6.4 Béton projeté	— 32
6.5 Bouclier et voussoirs préfabriqués	— 33
6.6 Choix d'un mode de soutènement	— 33
7. Revêtement définitif	— 34
7.1 Coffrage	— 34
7.2 Bétonnage	— 34
7.3 Étanchéité des revêtements	— 34
8. Conclusion	— 34
Pour en savoir plus	Doc. C 5 565

Il est d'usage d'affirmer que les ouvrages souterrains, sans même parler des cavernes naturelles qui abritèrent les hommes préhistoriques et qui servirent de cadre à leurs premières manifestations artistiques, figurent certainement parmi les plus anciennes constructions de l'homme.

Qu'il s'agisse de moyens d'attaque ou de défense comme dans les tunnels de communication secrets des châteaux forts du Moyen Âge, de moyens d'extraction des richesses de la terre dans les galeries des mines ou de moyens de transport comme les aqueducs souterrains des villes romaines, les tunnels étaient déjà connus et utilisés dans la plus lointaine antiquité.

Le tunnel le plus ancien actuellement connu semble bien être celui qui a été construit en Mésopotamie sous l'Euphrate il y a 4 000 ans à l'époque de la reine Sémiramis. D'une longueur de 1 km, il reliait le palais royal de Babylone au temple de Jupiter.

Les civilisations modernes ont élargi l'emploi des tunnels au domaine des communications pour franchir un obstacle qu'il s'agisse d'une chaîne de montagnes, d'un cours d'eau, ou même du cœur d'une ville. Aujourd'hui, des cavités souterraines sont construites pour assurer le stockage de matières encombrantes ou dangereuses (pétrole, gaz), pour décongestionner la surface des villes (parkings souterrains) ou pour loger des unités de production d'énergie (centrales enterrées).

L'importance croissante des considérations d'environnement et la saturation du sol devraient logiquement conduire à un accroissement du nombre des ouvrages souterrains, soit dans le domaine des installations industrielles, soit pour le stockage des déchets, soit pour la protection des populations et des installations vitales en cas de conflit.

1. Différentes catégories de souterrains

Si l'on se réfère à leur objet, on peut distinguer plusieurs types de tunnels :

— les tunnels de communication parmi lesquels :

- les tunnels ferroviaires,
- les tunnels routiers,
- les tunnels de navigation ;

— les tunnels de transport :

- adductions d'eau,
- galeries hydrauliques,
- égouts,
- galeries de canalisations ;

— les tunnels et cavités de stockage :

- garages et parkings,
- stockages liquides ou gazeux,
- dépôts.

Si l'on se réfère à leur mode d'exécution, on peut distinguer (figure 1) :

- les tunnels ou cavités construits à ciel ouvert ;
- les tunnels construits en souterrain à faible ou forte profondeur ;
- les tunnels construits par éléments immergés.

Si l'on se réfère à la forme des ouvrages, on peut distinguer (figure 2) :

— 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.

Cette distinction est importante, notamment lorsque l'on cherche à traiter des conditions d'équilibre de la cavité, car on peut, sous certaines réserves, se ramener, pour les tunnels, à un équilibre à deux dimensions alors que ce n'est généralement pas possible dans le cas des cavités.

Enfin, il faut faire une mention spéciale aux **exploitations minières** dont l'objet est fondamentalement différent puisque, au contraire des ouvrages de génie civil qui visent à dégager des **volumes** utiles, elles ont pour raison d'être de se procurer des **matériaux** utiles. Dans un cas, on crée du vide, le matériau extrait étant un sous-produit dont on se débarrasse généralement en le déposant à la décharge ; dans l'autre cas, on cherchera un matériau, le vide étant le « sous-produit » que l'on élimine par remblayage ou foudroyage des galeries d'exploitation.

Les exploitations minières représentent un linéaire d'ouvrages près de 20 fois supérieur à celui des ouvrages de génie civil et il est bien certain que les techniques d'exécution de ces derniers s'appuient largement sur l'expérience des mines.

L'objet du présent article sera essentiellement focalisé sur les ouvrages souterrains de génie civil. Nous y aborderons successivement les aspects théoriques (données du projet et dimensionnement du soutènement et du revêtement), la définition des équipements d'exploitation (ventilation, éclairage), les aspects pratiques des travaux : creusement, soutènement et revêtement.

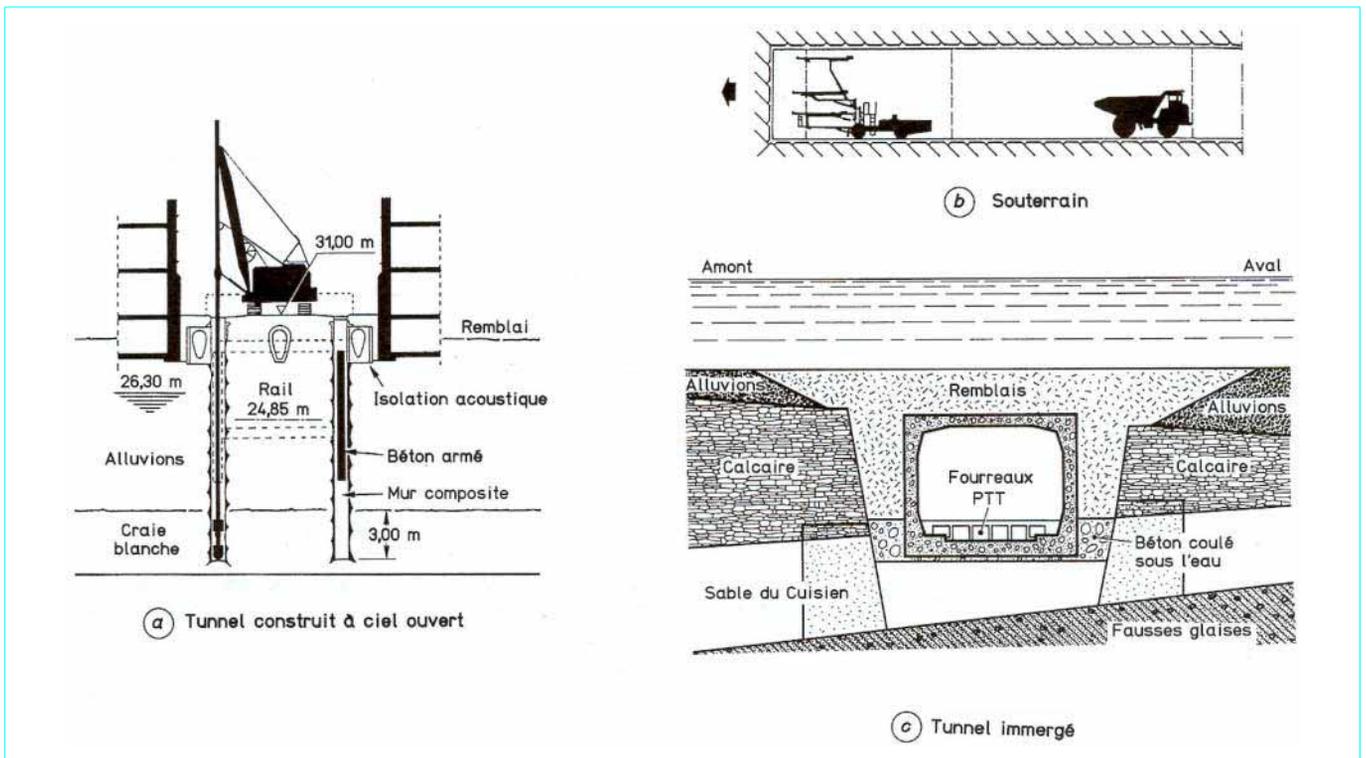


Figure 1 - Classification des tunnels selon le mode d'exécution

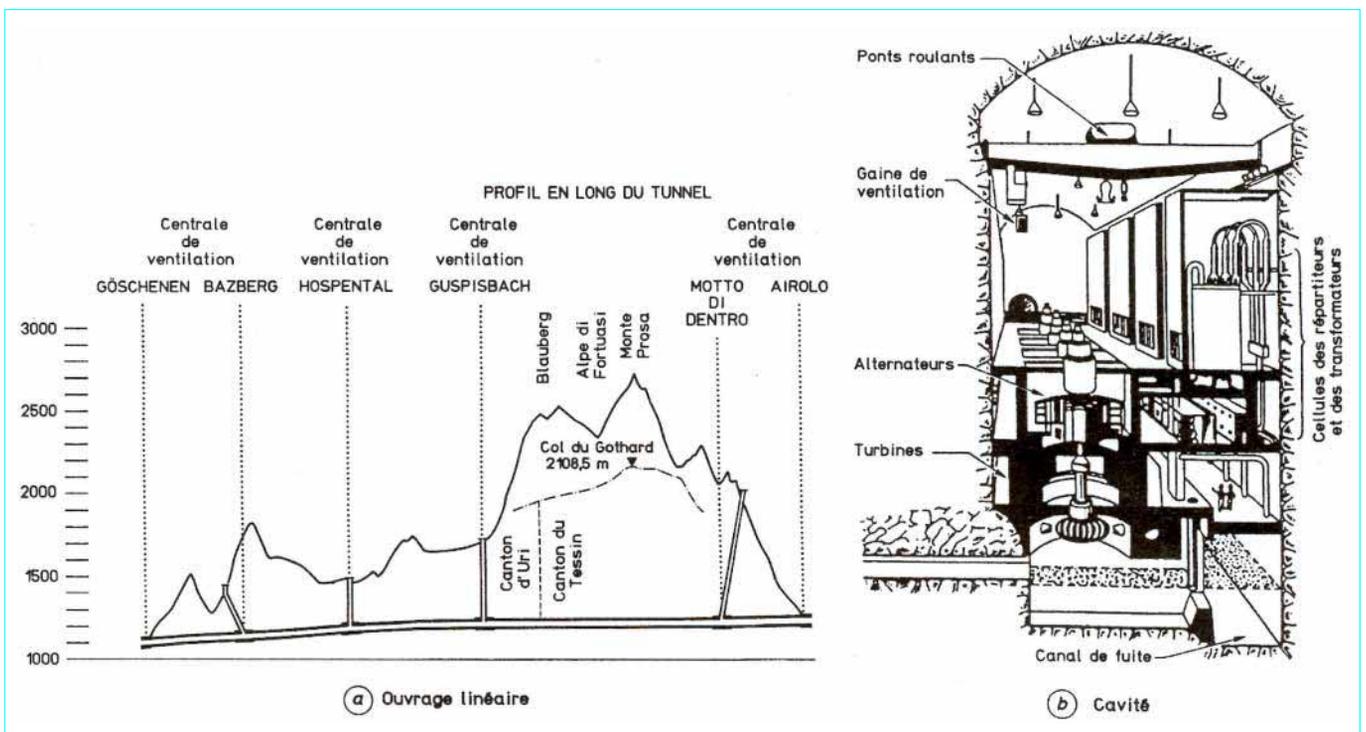


Figure 2 - Classification des tunnels selon leur forme

2. Caractéristiques géométriques et profil en long

Les données du projet diffèrent suivant la destination finale des ouvrages. Nous examinerons donc les données habituelles propres à chaque type de tunnel.

2.1 Tunnels ferroviaires

2.1.1 Section transversale

La section utile d'un tunnel ferroviaire dépend de plusieurs facteurs et, en premier lieu, du **gabarit** du matériel roulant appelé à circuler sur la ligne.

On distingue en général le contour de référence et le gabarit limite des obstacles qui tient compte de la nécessaire distance de sécurité et du surprofil nécessaire dans le cas des voies en courbe et en dévers. Le contour de référence a évolué avec le temps, tout d'abord en fonction de l'électrification des lignes pour y inscrire les caténaires. Cette première évolution a entraîné de nombreuses modifications des profils de tunnels (alésage des maçonneries ou abaissement des voies) aujourd'hui pratiquement achevées. Une nouvelle série de travaux se fait jour actuellement pour permettre le « ferroutage », c'est-à-dire le transport des marchandises dans des « contenants » spécialisés, par plusieurs modes de transports successifs sans manutention des marchandises elles-mêmes. Il peut s'agir de conteneurs maritimes ou terrestres ou de semi-remorques routières. Tous ces engins font l'objet de standards internationaux qui conduisent, dans certains cas, à des gabarits (figure 3) moins écornés dans leur partie supérieure que le gabarit A actuel ; il s'agit du gabarit B (ou B+). La SNCF s'emploie à faire en sorte que ce nouveau gabarit soit respecté sur quelques grandes liaisons. Un gabarit C permettant d'accepter indifféremment tous les types de conteneurs actuels, mais qui comporte une surhauteur de 0,40 m, pourrait être pris en considération sur certaines lignes nouvelles. Un chiffre indique bien l'ampleur du problème des gabarits, c'est celui du nombre total de tunnels en exploitation sur le réseau français, soit 1 354 pour une longueur cumulée de 536 km.

Un autre facteur intervient sur les lignes où doivent circuler des trains à grande vitesse, c'est la notion du **volume minimal d'air à réserver autour du gabarit** pour limiter les effets du pistonement qui nuisent à la fois au confort des passagers et augmentent les dépenses en énergie de traction. Le problème s'est posé pour la première fois sur la ligne TGV Atlantique. Dans les tunnels à double voie, on a adopté des sections utiles de 55 à 71 m² suivant que la vitesse prévue était de 200 ou 270 km/h. Dans le cas du tunnel de Villejust (figure 4), la section utile est de 46,5 m² pour un tunnel à une seule voie et une vitesse de 270 km/h. Enfin, d'autres critères peuvent intervenir dans le choix de la section et, en particulier, la **méthode d'exécution**. L'exemple le plus fréquent est celui de l'utilisation d'un bouclier mécanisé qui entraîne généralement le choix d'une section circulaire.

Lorsqu'il ne s'agit pas d'une ligne ferroviaire classique, les gabarits peuvent être notablement différents. Ainsi, pour les métros urbains (figure 5), dans le cas d'un système VAL (métros de Lille et de Toulouse), le diamètre intérieur des tunnels n'est que de 4,60 m pour une voie. À l'inverse, pour le tunnel sous la Manche (figure 6), le gabarit des navettes de transport des voitures est très largement supérieur à celui des véhicules SNCF classiques. Le diamètre intérieur du tunnel n'est cependant que de 7,60 m parce que la voie a pu être calée à un niveau relativement bas dans le profil.

2.1.2 Profil en long et tracé

Sur les lignes anciennes, il existe, en zone montagneuse, des pentes pouvant atteindre 43 ‰ à l'air libre et 34 ‰ en tunnel. La réduction s'explique par la diminution d'adhérence due à l'atmosphère plus humide des souterrains. Sur les lignes récentes, on s'efforce, à l'air libre ou en souterrain, de ne pas dépasser le seuil de 12 ‰ pour les transports de marchandises et le ferroutage. Sur les lignes à grande vitesse, on pourrait admettre des pentes jusqu'à 35 ‰, mais on se limite en général à 25 ‰ (cas du TGV Atlantique). Les courbes de raccordement entre rampes successives doivent avoir un rayon minimal de 12 000 m dans le cas des lignes courantes ; il est de 16 000 m dans le cas des TGV.

Quant au tracé en plan, les rayons minimaux imposés dépendent de la vitesse des convois : de 2 000 m dans les tronçons de ligne où la vitesse est limitée à 100 km/h, à 6 000 m sur les lignes à grande vitesse (300 km/h).

Pour les réseaux de transport urbain, les caractéristiques minimales sont sensiblement moins sévères.

2.2 Tunnels routiers

2.2.1 Section transversale

Le premier des facteurs à prendre en compte pour la définition de la section transversale d'un tunnel routier résulte naturellement des **caractéristiques de la voie** à laquelle il va livrer passage.

Dans son rapport au XV^e congrès mondial de la Route à Mexico en 1975, qui fait encore autorité sur ces points, le Comité technique français des tunnels routiers indiquait que « les voies de circulation dans les tunnels doivent avoir la même largeur que celle à l'air libre aux approches du tunnel ».

Si une sur largeur des voies elles-mêmes semble effectivement inutile au seul motif qu'il s'agit de tunnel, par contre :

- la largeur de chaque voie doit être, comme à l'air libre, fixée à 3,50 m pour les voies à grande circulation ou les autoroutes, avec réduction possible à 3,25 m en zone urbaine ou en montagne ;
- les dégagements latéraux doivent être d'une largeur suffisante pour éviter l'« effet de paroi ». Une largeur de 1 m entre la bande de circulation latérale et la paroi, ou tout obstacle surélevé, est souhaitable ;
- dans le cas où une bande d'arrêt d'urgence existe à l'air libre, sa largeur peut être, dans certains cas, réduite dans le tunnel, à condition que la signalisation soit adaptée en conséquence et que des limitations de vitesse soient imposées. Dans d'autres cas, elle est remplacée, notamment dans les tunnels de grande largeur, par des niches latérales de 20 à 25 m de longueur régulièrement espacées.

La **hauteur libre au droit des voies de circulation** doit, en principe, être telle qu'elle réserve un intervalle libre de 0,50 m au-dessus de la hauteur des véhicules normalisés admis à circuler de façon habituelle, ou de 0,25 m au-dessus des véhicules admis à titre exceptionnel et à vitesse réduite. La hauteur libre est souvent fixée à 4,50 m pour les voies acceptant les poids lourds et à 2,50 m dans le cas des tunnels réservés aux seuls véhicules légers.

Dans la pratique, les gabarits des tunnels bidirectionnels des grandes traversées alpines et pyrénéennes varient, en largeur de chaussée, entre 7,50 m et 9 m et, en hauteur, de 4,50 m à 4,60 m. Dans le cas de tunnels autoroutiers unidirectionnels à 2 voies, la largeur de chaussée conseillée est plutôt voisine de 9 m comme pour les autoroutes à l'air libre.

Lorsque, pour des raisons de construction ou de stabilité, on adopte une section voûtée, les nécessités de la ventilation n'influent généralement pas sur les dimensions de la section.

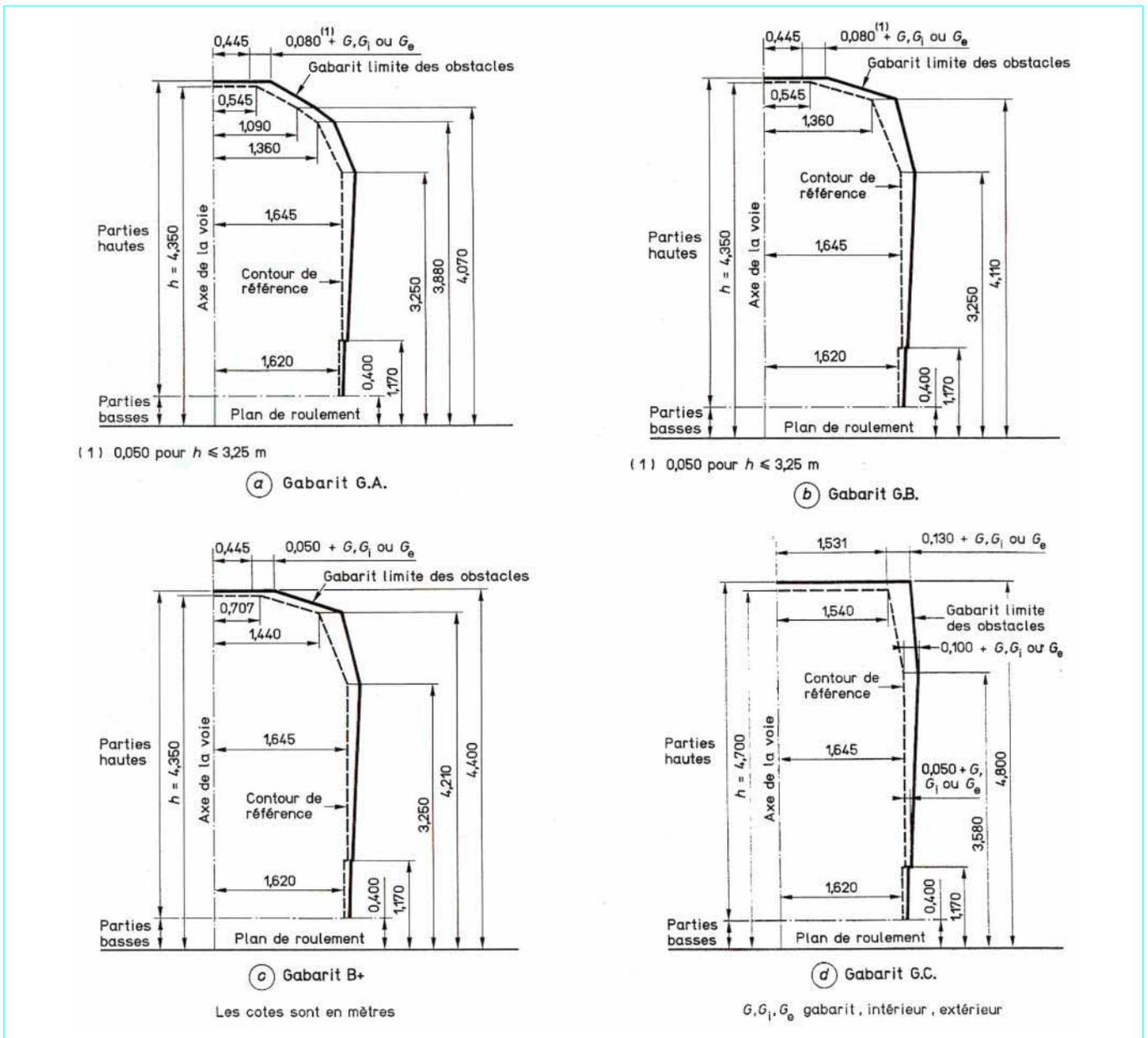


Figure 3 – Gabarits

Si le tunnel n'est pas de très grande longueur (2 à 3 km) ou s'il existe des puits de ventilation intermédiaires suffisamment rapprochés, la voûte peut abriter, au-dessus du gabarit, soit les ventilateurs (cas d'une ventilation de type longitudinal), soit les gaines d'alimentation d'air frais ou de retour d'air vicié (ventilation de type transversal ou semi-transversal).

Dans certains cas néanmoins, les impératifs de la ventilation peuvent obliger à un accroissement de la section totale à excaver.

Pour les tunnels de section rectangulaire, la ventilation influe habituellement sur la définition de la section de l'ouvrage, soit qu'elle nécessite une hauteur supplémentaire pour y installer les ventilateurs, soit qu'elle conduise à augmenter la largeur pour y placer les carreaux de ventilation.

2.2.2 Profil en long et tracé

La déclivité maximale doit rester, autant que possible, telle qu'elle permette de maintenir la capacité de service de la route : jusqu'à 4 à 6 % dans les tunnels urbains de courte longueur, mais seulement 2 à 3 % sauf exception sur les longs tunnels autoroutiers. Lorsqu'il est nécessaire d'adopter des pentes plus fortes, sur des longueurs importantes, il pourra être souhaitable de prévoir une voie supplémentaire pour les véhicules lourds dans la mesure où leur vitesse risque de descendre au-dessous de 50 km/h. Mais cette disposition est souvent très pénalisante du point de vue de l'investissement et on devra s'efforcer d'éviter d'y avoir à y recourir.

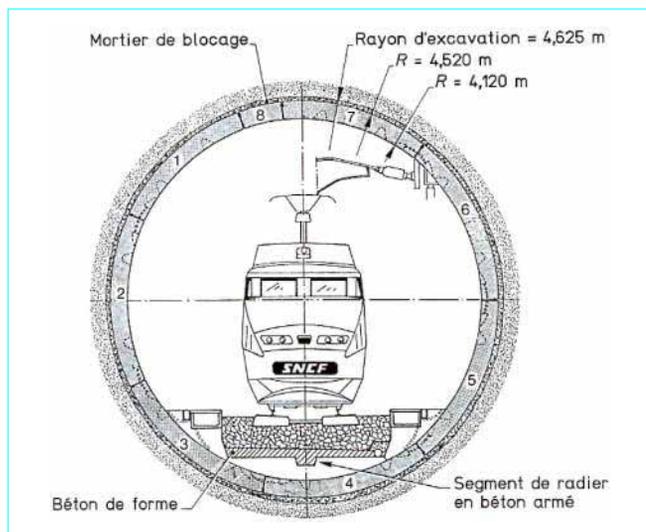


Figure 4 – Coupe type du tunnel de Villejust

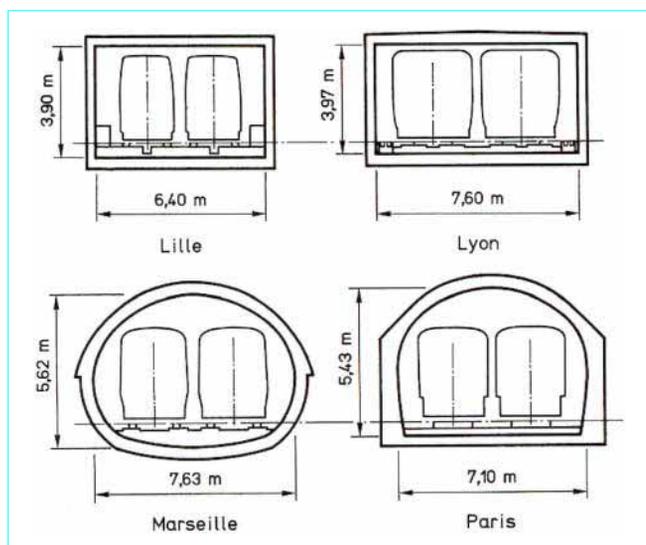


Figure 5 – Sections transversales de 4 métros en service en France

On recommande de ne pas descendre au-dessous d'une pente de 0,25 % pour éviter la stagnation des eaux de ruissellement.

Les rayons de raccordement entre les déclivités sont avant tout conditionnés par la distance minimale de visibilité, fonction elle-même de la vitesse autorisée.

Le tracé en plan en tunnel respecte, en général, les mêmes règles que dans les zones à l'air libre. Si des rayons très serrés sont indispensables, une surlargeur peut être requise pour respecter le gabarit dans le cas des véhicules longs. À défaut, il faudra prescrire une réduction sensible de la vitesse autorisée.

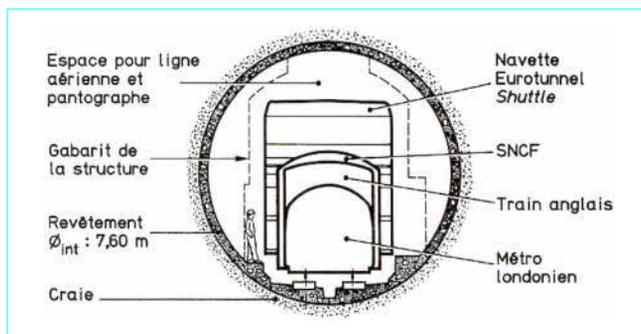


Figure 6 – Section transversale du tunnel sous la Manche : comparaison avec d'autres gabarits courants

2.3 Galeries hydrauliques

2.3.1 Section transversale

Il s'agit essentiellement des galeries incluses dans les aménagements hydrauliques destinés à la production d'énergie : galeries d'amenée en charge en amont des groupes de production, galeries de fuite en aval pour la restitution de l'eau turbinée ou de l'eau de refroidissement dans le cas des centrales nucléaires. Dans les aménagements de compensation destinés au stockage d'énergie pour faire face aux irrégularités de la consommation, certaines galeries peuvent fonctionner alternativement comme galeries d'amenée en charge et comme galeries de refolement dans la phase de pompage. Dans tous les cas, la section des galeries est déterminée en fonction des débits à amener ou à évacuer pour que le régime hydraulique corresponde à la perte de charge la plus faible possible.

La section circulaire tend à se généraliser dans les projets récents avec le développement de l'emploi des tunneliers pour les creusements et en raison de ses avantages à la fois sur le plan de l'écoulement et sur le plan de la stabilité des parois et du revêtement. La plupart des galeries hydrauliques (90 %) sont revêtues, soit en béton coffré, soit en béton projeté. Les galeries en charge sous plus de 10 m comportent généralement un blindage métallique destiné à résister à la pression intérieure de l'eau.

2.3.2 Profil en long et tracé

S'agissant de centrales hydrauliques, les galeries sont implantées en région de montagne. Leur tracé et leur profil sont définis en fonction de la topographie et de la qualité des terrains à traverser. Le projet doit ainsi tendre vers un optimum pour concilier les nécessités hydrauliques (tracé direct, pertes de charge aussi faibles que possible) et la réduction des aléas géologiques.

Si une galerie doit être creusée à partir de plusieurs attaques (fenêtres intermédiaires ou extrémités), on s'efforcera d'éviter les attaques descendantes, surtout s'il y a risque de rencontre de terrains très aquifères. Dans les zones semi-horizontales, on prévoit généralement une pente minimale de quelques millimètres par mètre pour faciliter la collecte des eaux d'infiltration pendant le creusement.

À noter que l'utilisation de tunneliers facilite l'exécution de galeries très fortement inclinées (40 à 50 %) où le marinage des déblais sera réalisé gravitairement. De telles galeries constituent souvent la portion aval des galeries d'amenée en charge dans les équipements hydroélectriques les plus récents.

2.4 Collecteurs d'assainissement

Les réseaux d'assainissement (cf. article *Assainissement des agglomérations* [C 4 200] dans ce traité) sont en majorité constitués de tuyaux de petites dimensions à faible profondeur. La plupart sont posés en tranchées. Certains, lorsque l'encombrement de la surface l'exige, sont foncés à partir des puits selon une technique qui tend à se développer. Il s'agit le plus souvent, en tout cas, des canalisations circulaires dont le tracé est conditionné par la nécessité de desservir le plus grand nombre possible d'immeubles riverains à une cote compatible avec le niveau de leurs rejets et dont le profil en long est défini par les conditions minimales d'écoulement hydraulique. Il ne s'agit pas, à proprement parler, d'ouvrages souterrains.

Par contre, 10 % environ de la longueur des réseaux sont constitués de canalisations enterrées à des profondeurs supérieures à 3 m et dont les diamètres sont supérieurs à 1,00 m. Une bonne partie d'entre elles sont réalisées en souterrain, qu'il s'agisse de réseaux unitaires, d'eaux pluviales ou d'eaux usées.

Leur section est le plus souvent circulaire (quelquefois en fer à cheval) et peut atteindre ou dépasser 4 m de diamètre. Elles sont toujours revêtues (généralement en béton coffré).

Le tracé est, dans une moindre mesure que pour les canalisations superficielles, tributaire de la topographie des voies en surface. Toutefois, des ouvrages spéciaux, tels que les siphons, peuvent être nécessaires pour le franchissement d'obstacles naturels (fleuves) ou d'ouvrages linéaires enterrés (voie ferrée, autoroute).

3. Stabilité des ouvrages souterrains

3.1 Creusement et stabilité

Les fondations et les ouvrages souterrains ont en commun le fait que leur comportement dépend essentiellement de celui du terrain encaissant l'ouvrage, et aussi du mécanisme d'interaction entre le terrain et la construction.

Mais il y a entre ces deux catégories d'ouvrages une différence fondamentale : alors que, dans le cas des fondations, **on superpose** à un état d'équilibre préexistant un état de contraintes supplémentaires dû à des forces bien connues, dans le cas de l'ouvrage souterrain (ou de la tranchée), **on substitue** à l'état initial une succession d'états dont on ne sait s'ils sont d'équilibre et qui résultent d'abord de la création d'un vide au sein du massif (annulation de la contrainte normale à la paroi le long du pourtour de l'excavation et redistribution des contraintes), puis de la mise en place d'un soutènement provisoire généralement souple, enfin de la pose d'un revêtement définitif généralement plus rigide.

Dans ce second cas, **on n'ajoute pas des forces, mais on supprime des volumes** de matière qui participaient à l'équilibre des forces de pesanteur préexistantes et que l'on remplace, après un certain délai, par des éléments de structure non équivalents.

Cette modification inévitable de l'état antérieur, qui dans certains cas n'était d'ailleurs peut-être pas un état d'équilibre mais un état d'évolution lente, entraîne obligatoirement l'acceptation de déformations plus ou moins importantes au voisinage de la cavité. Elle entraîne aussi une modification de l'équilibre des nappes souterraines éventuelles.

On conçoit donc la prééminence du rôle du terrain et l'importance exceptionnelle des conditions réelles d'exécution des ouvrages dans toute étude de stabilité du tunnel.

Contrairement à ce qui se passe dans le cas d'un ouvrage en élévation où le temps joue généralement assez peu, le calcul d'une cavité doit prendre en compte, sinon le temps dans son déroulement

continu, du moins la succession des phases partielles pendant toute la période de construction de l'ouvrage. C'est ce qui, avec la complexité des lois réelles de comportement des terrains, fait toute la difficulté de la tâche du projecteur. C'est aussi l'un des domaines du génie civil où les progrès conjoints de la connaissance physique des phénomènes et des possibilités de l'outil mathématique ont été les plus sensibles au cours des dernières années. Beaucoup reste cependant à faire pour arriver à une meilleure connaissance des phénomènes et à leur prévision.

Nous allons voir dans ce qui suit comment la stabilité des ouvrages souterrains est liée de façon spécifique non seulement à certaines caractéristiques du terrain encaissant, mais aussi à la présence éventuelle de l'eau, à l'effet tridimensionnel et à la succession dans le temps de chacune des phases des travaux.

3.1.1 Mécanismes d'instabilité et nature du terrain encaissant

Un massif rocheux peut être défini géométriquement comme un assemblage ordonné de blocs de formes étroitement complémentaires, assemblage que le moindre remaniement détruit irrémédiablement ; les massifs ont été formés en place soit par manifestations éruptives, soit par métamorphisme, soit même par dépôt sédimentaire et recompression ou cimentation ; ils ont gardé, à petite échelle, leur cohésion, malgré les fracturations, failles ou déplacements d'ensemble qu'ils ont pu subir par la suite, soit par effet thermique, soit du fait de mouvements tectoniques ultérieurs.

Au contraire, un sol est en principe un assemblage désordonné et aléatoire de grains plus ou moins gros et de forme quelconque dont aucun remaniement ne modifie fondamentalement les caractéristiques ni les propriétés (figure 7).

La formation d'un sol résulte généralement de la désagrégation de massifs rocheux qui ont été, soit détachés du massif d'origine, transportés, érodés et redéposés (alluvions), soit totalement décomposés sur place (arènes granitiques).

Mais cette distinction théorique laisse de côté certains types de terrains intermédiaires comme les marnes ou les molasses qui ne peuvent être considérées comme un assemblage de blocs, mais que les remaniements ne laissent pas indifférents. C'est pourquoi il est souhaitable de disposer, au moins pour certains critères, d'une définition suffisamment souple et progressive pour inclure à la fois les sols et les roches.

Il n'en reste pas moins que les mécanismes de la rupture et les critères à prendre en compte pour caractériser le massif sont sensiblement différents suivant qu'il s'agit de roche ou de sol.

■ Dans le cas des **sols**, la stabilité est liée directement à la cohésion du matériau. Dans un milieu sans cohésion il n'y a pas de stabilité possible sans soutènement, et la rupture est immédiate. Il faudra donc soutenir les terrains avant même que l'on ait excavé (bouclier, enfilages...).

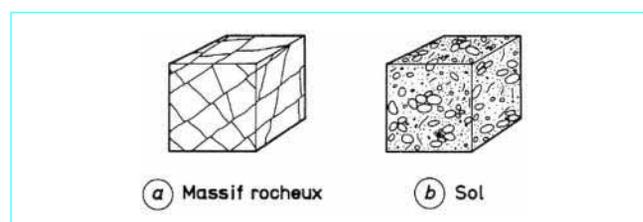


Figure 7 – Structures comparées d'une roche et d'un sol

Certains sols ont, à court terme, une cohésion apparente suffisante pour assurer la stabilité de la paroi pendant le délai nécessaire pour installer un blindage. Néanmoins, cette cohésion diminuant lorsque le terrain est exposé à l'air et décomprimé, il est important que la protection soit mise en place très rapidement.

■ Dans le cas des **roches**, deux types principaux de rupture peuvent être envisagés :

— dans les **tunnels peu profonds** où les contraintes initiales sont peu élevées en général, les ruptures sont essentiellement liées, soit aux circulations d'eau que nous évoquerons au paragraphe suivant, soit à la chute de blocs en surface de paroi en raison d'une conjonction défavorable des discontinuités naturelles (figure 8). Ces chutes peuvent se propager de proche en proche et entraîner des hors-profils importants ou même la formation de « cloches » ;

— dans les **tunnels profonds** où les contraintes sont importantes, leur libération entraîne des déformations angulaires de blocs rocheux les uns par rapport aux autres. Ces déplacements se traduisent par une « dilatance » de la masse rocheuse, une augmentation du volume des vides et une diminution de la résistance globale qui peut conduire à une accélération du phénomène. Dans les cas extrêmes où la limite de résistance de la roche elle-même est dépassée, il peut y avoir rupture fragile des blocs par cisaillement. Dans la plupart des cas, il y a formation d'une zone de roche décomprimée où des blocs ont tendance à se fracturer en petits éléments inorganisés et à se comporter, à la limite, de façon analogue à un sol (figure 9).

Tout l'art du soutènement consiste à profiter de l'adaptation procurée par la déformation de cisaillement du massif qui permet de réduire la charge supportée par le soutènement sans autoriser une trop grande désorganisation du massif.

On voit par ailleurs à quel point, dans le cas des roches, la prise en compte des discontinuités et de leur anisotropie est généralement fondamentale alors que les sols peuvent souvent plus facilement être assimilés du point de vue mécanique à des milieux isotropes.

3.1.2 Rôle de l'eau dans les phénomènes d'instabilité

Qu'il s'agisse de massifs rocheux ou meubles, l'eau est très souvent présente 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.

■ Dans le cas d'un **massif rocheux fissuré** (figure 10a), 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 débouillage 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.

■ Dans le cas d'un **massif meuble** semi-isotrope et relativement perméable (figure 10b), 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 (figure 10c) 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

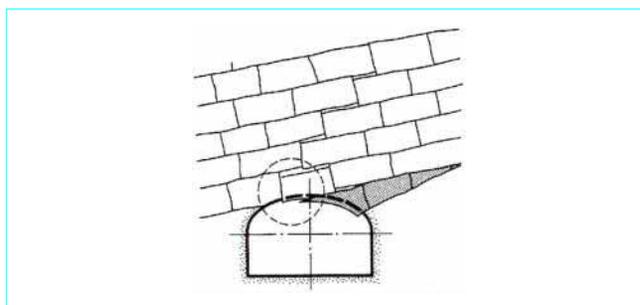


Figure 8 – Rupture par conjonction de familles de discontinuités

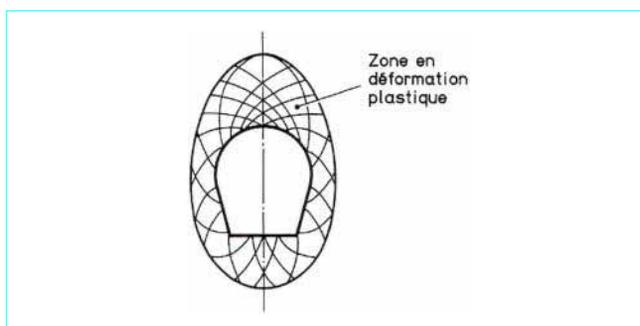


Figure 9 – Tunnels profonds. Déformation de type plastique

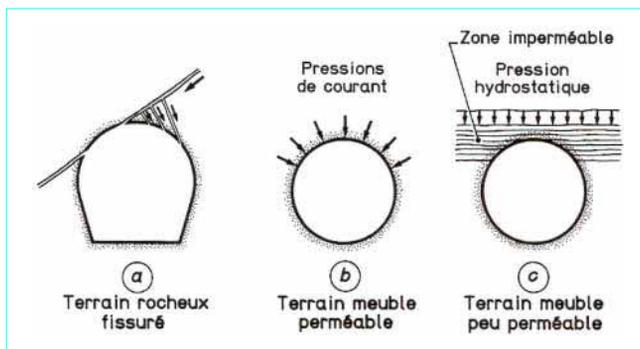


Figure 10 – Influence des écoulements d'eau

à craindre, des dispositions préventives sont à adopter (forages à l'avancement, procédés spéciaux) pour réduire les risques d'accidents.

3.1.3 Aspect tridimensionnel de la stabilité

Lors du creusement d'un **tunnel au rocher**, la tenue du terrain au voisinage du front est évidemment largement influencée par la proximité du front. Dans cette zone, le volume du terrain décomprimé est limité par une surface sphérique en avant du front qui progresse avec celui-ci (figure 11).

La décompression se fait sentir dans une section avant que le front n'y soit parvenu, mais elle n'atteint son amplitude totale qu'à une distance de quelques diamètres de percement en arrière. Dans toute la zone intermédiaire, le noyau de terrain non encore excavé en arrière du front participe au soutènement et facilite la tenue des parois pendant la mise en place éventuelle du soutènement.

Cet aspect tridimensionnel qui est certainement très important pour le dimensionnement du soutènement provisoire est encore difficile à appréhender par le calcul si l'on est en présence d'un terrain anisotrope ou hétérogène. C'est encore l'expérience qui permet très généralement de tenir compte des phénomènes correspondants et, par exemple, de définir la distance optimale à laquelle le soutènement doit être placé par rapport au front. Néanmoins, nous verrons que certaines méthodes récemment développées permettent l'interprétation rationnelle des mesures faites sur le chantier et l'adaptation du dispositif aux conditions rencontrées.

Dans le cas des **tunnels en terrain meuble**, cet aspect est souvent moins prépondérant parce que la stabilité dépend en premier lieu des caractéristiques mécaniques du sol et que l'influence du front est relativement plus limitée.

3.1.4 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 (figure 12). 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.

3.2 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.

On mesurera l'utopie d'un tel idéal si l'on songe que le terrain encaissant, matériau naturel, est toujours hétérogène et anisotrope, qu'il comporte des discontinuités qui, même si on peut les regrouper en quelques familles, sont essentiellement aléatoires. De même, l'état réel des contraintes dans le massif vierge est, par essence, non mesurable puisque tout dispositif de mesure introduit dans le massif

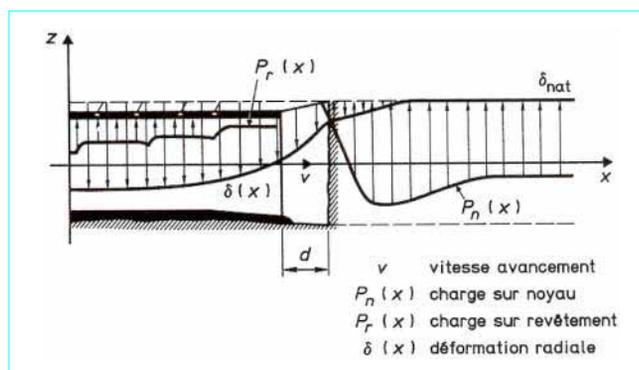


Figure 11 – Évolution de la convergence et de la charge radiale de part et d'autre du front

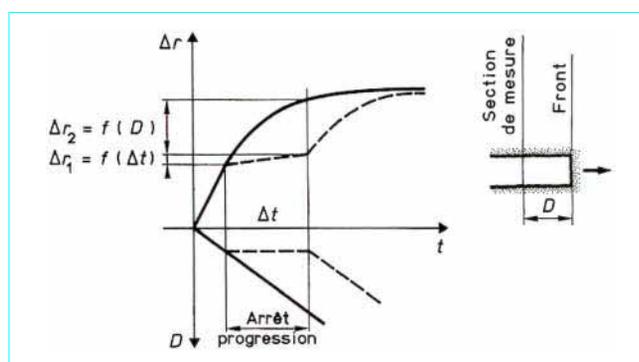


Figure 12 – Influence de l'éloignement du front sur la convergence

a pour effet premier de perturber le champ des contraintes. Enfin, les conditions réelles de l'exécution, bien qu'elles dépendent théoriquement de la décision du constructeur, sont en fait souvent modifiées ou adaptées en cours de réalisation en fonction de circonstances imprévues de tous ordres.

Faut-il alors renoncer à toute analyse logique des phénomènes physiques et se contenter de « recettes » empiriques pour dimensionner les ouvrages ? Les nombreuses méthodes de calcul existantes doivent-elles être toutes rejetées à cause de leur imperfection ?

Nous croyons, bien au contraire, que, dans beaucoup de cas, le calcul doit venir épauler l'expérience pour aboutir au dimensionnement de l'ouvrage, à condition de bien en connaître les limites et les imperfections. Il faut savoir qu'aucun type de calcul n'est applicable dans tous les cas, et qu'aucun n'apporte une réponse rigoureuse. L'interprétation et l'expérience demeurent indispensables.

Dans ce qui suit, nous rappelons les différentes méthodes de calcul existantes et nous tentons de mettre en lumière les conditions optimales de leur utilisation. Dans les « Réflexions sur les méthodes usuelles de calcul du revêtement des souterrains », publiées par l'AFTES, auxquelles on pourra se référer et dont nous citons ci-après de larges extraits, les méthodes de calcul ont été classées en quatre catégories (figure 13) que nous décrivons succinctement.

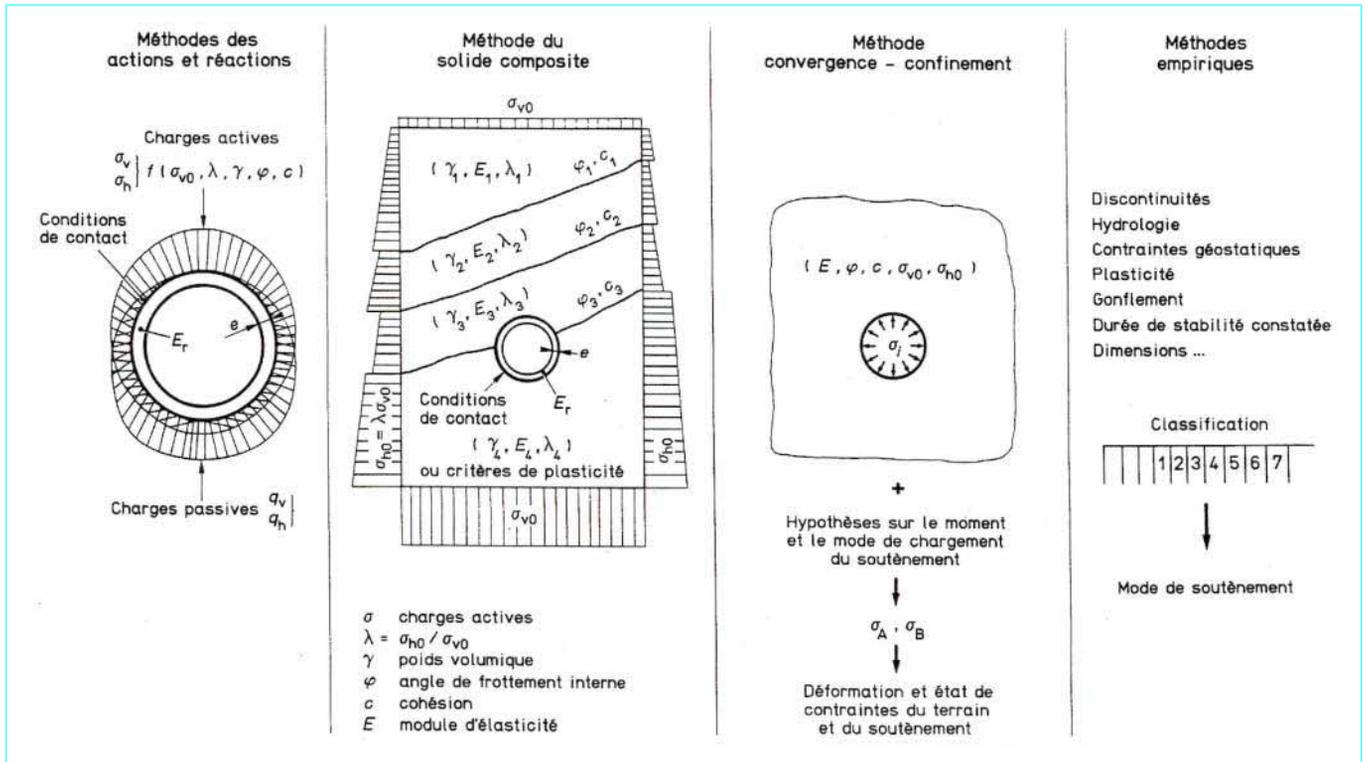


Figure 13 - Soutènement et revêtement. Classification des méthodes de calcul

3.2.1 Méthode des actions et des réactions (ou des réactions hyperstatiques)

3.2.1.1 Principe

Dans ces méthodes, on étudie le comportement du revêtement sous l'action de charges extérieures.

On distingue des charges dites « actives », qui sont indépendantes de l'état de déformation du revêtement (poids mort, charges et surcharges intérieures et extérieures, actions du terrain encaissant), et des charges dites « passives », qui sont des réactions hyperstatiques du terrain dépendant de sa déformation.

On détermine ces réactions hyperstatiques en écrivant que les déformations du terrain auxquelles elles correspondent sont égales aux déformations du revêtement sous l'effet de l'ensemble des charges actives et passives.

Les **déformations du revêtement** sont calculées par les méthodes classiques de la résistance des matériaux, en l'assimilant à un portique, un arc, une coque ou une structure à barres.

Les **déformations du terrain** sont estimées à partir de la notion schématique du module de réaction, c'est-à-dire que l'on suppose que la réaction en un point est uniquement fonction de la déformation en ce point et, généralement même, lui est proportionnelle.

Le coefficient *k* de proportionnalité dépend des caractéristiques du terrain, du rayon moyen de l'excavation (ou mieux de la surface sur laquelle agissent les charges passives) et de sa forme. C'est le module de réaction.

Les calculs correspondants ont donné lieu à de nombreux programmes numériques mais, dans les cas simples, une approche analytique est possible.

On peut, avec la plupart des programmes numériques existants, traiter le problème sous son aspect le plus général, c'est-à-dire que l'on peut introduire :

- la forme exacte de la galerie (le revêtement est introduit sous forme d'une structure à barres) ;
- les charges actives calculées, sous forme de charges concentrées aux nœuds de la structure ;
- la réaction du terrain, sous forme de ressorts (généralement horizontaux et verticaux, figure 14) agissant en chacun des nœuds et affectés de coefficients de raideur tenant compte du module de réaction du terrain et de la surface de contact correspondant à chaque nœud.

Il faut veiller également à introduire la condition selon laquelle la raideur des ressorts est nulle lorsque les déformations ont pour effet d'éloigner le revêtement du terrain.

Il faut également vérifier que l'inclinaison de la résultante de toutes les forces en un nœud n'est pas, par rapport à la direction radiale, supérieure à l'angle de frottement revêtement/terrain. Si ce n'est pas le cas, on doit reprendre le calcul en réduisant les forces passives jusqu'à ce que cette condition soit vérifiée. Le coefficient de frottement à prendre en compte dépend de l'état des surfaces. Il est prudent de prendre une valeur nettement inférieure (50 %) au coefficient de frottement interne du terrain dans le cas des sols.

Pour obtenir rapidement un ordre de grandeur du dimensionnement, on utilise quelquefois des méthodes simplifiées qui, basées sur le même principe, donnent, par des abaques ou des tableaux, les efforts dans le revêtement en fonction de quelques paramètres simples. L'inconvénient de ces méthodes consiste en ceci que l'on ne connaît pas toujours avec précision les hypothèses simplificatrices introduites. Elles se rapportent toutes à des sections de galeries circulaires et varient entre elles par la nature des charges actives introduites (composantes radiales seulement pour certaines) et

surtout par la nature du contact terrain/revêtement (frottement nul dans la plupart des cas). On conçoit que les résultats varient très largement d'une méthode à l'autre.

Dans ce domaine, on se reportera avantagement aux « Réflexions » de l'AFTES qui décrivent l'une de ces méthodes (dérivée des travaux de Schultze et Düddeck) qui permet de se rapprocher, pour des galeries circulaires, des résultats obtenus avec la méthode développée des programmes numériques.

3.2.1.2 Représentativité des données et des hypothèses du calcul

La simplification fondamentale introduite dans ces méthodes porte sur le fait que la totalité des facteurs liés au terrain est représentée par l'ensemble des charges actives (verticales σ_v et horizontales σ_h) et passives (module de réaction). L'analyse de la validité de la méthode consiste notamment à rechercher dans quelle mesure ces seules données peuvent intégrer à la fois :

- l'état initial de contrainte du massif ;
- les caractéristiques physiques et mécaniques qui conditionnent sa déformation ;
- l'influence des phases d'exécution et de leur déroulement dans le temps ;
- la nature du contact terrain/revêtement.

En fait, l'état initial de contrainte n'est pris en compte que de façon très indirecte lorsque l'on évalue la composante horizontale des charges actives en fonction du rapport $\lambda = \sigma_{h0}/\sigma_{v0}$ des contraintes initiales.

Les caractéristiques mécaniques du matériau interviennent sous la forme des paramètres φ (angle de frottement interne) et c (cohésion) du sol ou de l'anneau de roche décomprimé autour de la galerie, et sous la forme du module de réaction dont la valeur peut éventuellement être corrigée pour tenir compte des injections de serrage réalisées autour de l'ouvrage.

Quoi qu'il en soit, ces corrections ne peuvent être qu'approchées et les principales incertitudes liées à la méthode résident :

- pour la **charge géostatique verticale**, dans la validité des formules habituelles de calcul en fonction des caractéristiques géotechniques du terrain. L'incertitude est d'autant plus grande que la couverture de terrain est plus épaisse. L'incertitude est également beaucoup plus forte dans le cas de terrain rocheux que dans le cas des sols, en raison de l'influence prédominante des grandes discontinuités susceptibles de provoquer l'apparition de **charges concentrées ou dissymétriques** qui sont très souvent à l'origine des accidents les plus graves ;
- pour la **charge active horizontale**, dans les difficultés de mesure de λ et dans la méconnaissance de la **qualité réelle du contact terrain/revêtement** (injection de blocage et de serrage) ;
- pour le **module de réaction**, dans les difficultés de sa mesure réelle, l'approximation étant généralement meilleure lorsque la détermination résulte d'essais *in situ* que lorsqu'il s'agit uniquement d'essais de laboratoire ;
- enfin dans la prise en considération des phénomènes liés à la **décompression au soutènement ou à l'exécution par parties** qui ne peut se faire que de façon très imparfaite.

Par contre, les méthodes de cette famille présentent l'avantage d'un maniement très facile. Certaines d'entre elles peuvent être utilisées sous forme d'abaques et la résolution des problèmes est quasi instantanée. Il faut toutefois être parfaitement informé des hypothèses qu'elles contiennent, notamment en ce qui concerne la transmission des charges actives et passives de part et d'autre de la surface de contact terrain/revêtement.

On peut également porter au crédit de ces méthodes le fait que l'interprétation physique des résultats est facile et doit permettre à l'ingénieur exercé de déceler rapidement les erreurs matérielles du calcul.

3.2.2 Méthode du solide composite

3.2.2.1 Principe

Dans ce type de méthodes, on utilise un modèle mathématique dans lequel le terrain et le revêtement de l'ouvrage, considérés comme constituant ensemble un solide composite, avec des comportements mécaniques différents, sont représentés par des mailles (ou des volumes) élémentaires liés les uns aux autres en fonction de lois qui traduisent ce comportement (figure 15).

On fait l'hypothèse que les déformations aux frontières du modèle sont nulles, mais cette hypothèse n'est pas pénalisante si le modèle est assez étendu.

La méthode la plus courante est celle des éléments finis.

Les différences entre plusieurs programmes de ce type peuvent porter sur :

- le type de méthode (éléments finis, différences finies, équivalences) ;
- la plus ou moins grande finesse du découpage ;
- l'étendue du modèle étudié ;
- le type de matrice (rigidité ou flexibilité) caractérisant les éléments ;
- l'étude en section plane ou en tridimensionnel ;
- la possibilité d'introduire des équations constitutives des matériaux (lois de comportement) différentes de l'élasticité linéaire ;
- la possibilité de tenir compte des anisotropies du milieu ;
- la possibilité de tenir compte des discontinuités du milieu et de la surface de contact entre le terrain et le revêtement.

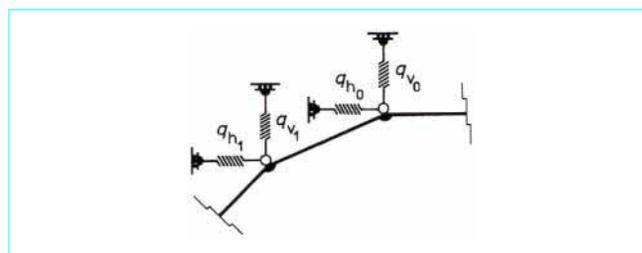


Figure 14 – Méthode des ressorts. Modélisation des efforts de réaction du terrain

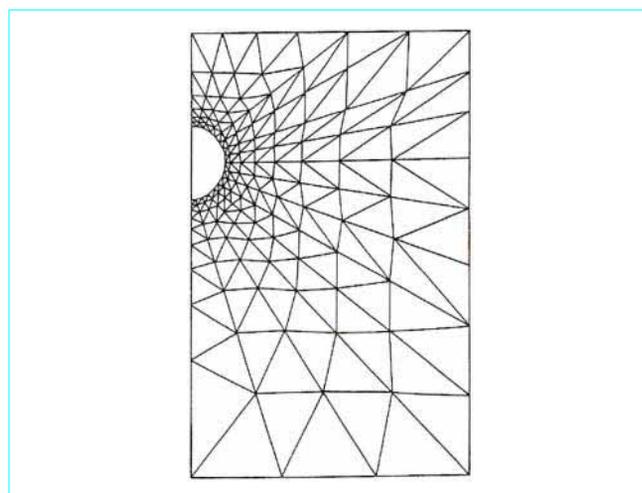


Figure 15 – Méthode des éléments finis. Modèle de maillage

Le maniement des programmes est d'autant plus délicat et onéreux que leurs performances sont plus développées.

C'est notamment le cas des méthodes qui permettent l'étude des milieux discontinus.

3.2.2.2 Représentativité des données et des hypothèses de calcul

Si l'on se réfère à nouveau aux conditions du calcul idéal, le principe même de ces méthodes en est beaucoup plus proche puisque l'état de contraintes initiales du massif peut y être introduit directement sous la forme des conditions aux limites du modèle. Les lois de comportement du terrain et du revêtement peuvent être individualisées pour chaque élément du modèle. De même, certains équilibres intermédiaires correspondant aux phases d'exécution peuvent être étudiés notamment si le modèle est tridimensionnel.

■ **Les approximations et les incertitudes ou les difficultés** concernent dans ce cas les points suivants.

- **Les hypothèses fondamentales** et plus spécialement celles qui concernent l'amplitude maximale des déformations et la continuité du milieu. Ces hypothèses, qui sont généralement bien vérifiées dans le cas où il s'agit de terrain rocheux peu fracturé, risquent d'être plus éloignées de la réalité en cas de sols peu cohérents ou de rocher très fracturé ou très ébranlé par les tirs. En présence de tels terrains, et si des précautions exceptionnelles ne sont pas prises, le creusement du tunnel peut provoquer des déplacements importants et des ruptures locales qui n'obéissent pas aux lois de la mécanique des milieux continus et qui se traduisent à la fois par des changements de géométrie et par des modifications locales des caractéristiques mécaniques du milieu.

- **Les difficultés de traduction mathématique** des qualités réelles du terrain, compte tenu du nombre obligatoirement limité des investigations et des essais. Pour que les possibilités de la méthode soient pleinement exploitées, il serait nécessaire de connaître avec suffisamment de précision la loi de comportement des différentes natures de terrains rencontrés et de pouvoir exprimer ces lois de façon assez simple. Or ces conditions sont très rarement réunies parce que les terrains sont rarement homogènes et que les caractéristiques mécaniques varient de façon aléatoire autour de valeurs moyennes dans chaque formation du massif. D'autre part, dans le cas des sols, le coefficient d'élasticité varie largement avec la charge, et la notion de limite entre les déformations élastiques et plastiques n'est qu'une approximation simplificatrice.

En fait, dans le matériau, les deux types de déformation se produisent en général simultanément et leur importance relative dépend notamment de la vitesse de chargement.

Il faudrait en particulier connaître l'influence du temps dans le processus de déformation différée sous charge constante qui constitue en réalité la caractéristique fondamentale de certains terrains. Pour ces raisons, les équations constitutives du matériau, qui traduisent son comportement mécanique, seront à la fois plus complexes et moins sûres dans le cas des sols ou des roches très fracturées que dans celui des roches peu fracturées. Au surplus, les roches fracturées manifestent un effet d'échelle marqué.

- **Les difficultés pratiques liées à la définition du modèle mathématique** au voisinage et à l'intérieur du revêtement. Dans cette zone, la variation des contraintes et des déformations entre deux éléments voisins est en effet beaucoup plus rapide que dans le corps du massif et, si le maillage est constant, la précision sera donc beaucoup moins bonne. Cette difficulté est aggravée lorsque le revêtement est constitué d'éléments préfabriqués de forme complexe (voussoirs évidés) où les joints représentent des plans singuliers. Une augmentation de la densité du maillage dans la zone de revêtement est toujours nécessaire ; elle devra souvent, en cas de voussoirs, être complétée par des hypothèses simplificatrices concernant leur géométrie.

- Enfin, certaines des difficultés déjà énumérées à propos des méthodes du premier type se retrouvent encore partiellement ou intégralement. C'est le cas :

- de la **prise en considération des phénomènes liés à la décompression et au soutènement** qui, quoique théoriquement possible, est en fait rarement réalisée en raison, d'une part, de la complexité et du coût des programmes nécessaires et, d'autre part, de la méconnaissance des données réelles du problème (étendue de la zone éboulée par les tirs, rhéologie des terrains, délai de mise en place du soutènement...);

- de la **méconnaissance de la qualité réelle du contact entre le terrain et le revêtement** et de la difficulté de traduire l'absence habituelle de résistance à la traction le long de l'interface.

■ **Les avantages** de la méthode résultent de son caractère de grande généralité et notamment :

- du fait que sa **représentativité** est absolument **indépendante de la hauteur de couverture au-dessus du tunnel**, ce qui la rend particulièrement adaptée et pratiquement irremplaçable dans le cas des tunnels à grande profondeur ;

- de la possibilité de **tenir compte des grandes discontinuités du terrain** (plans de glissement principaux, failles caractérisées, formations différenciées) **ou des charges isolées** (fondations d'immeubles, autres ouvrages souterrains...);

- de sa possibilité d'**adaptation** sans complication supplémentaire **à toutes les formes de section de l'ouvrage et à tous les types de contact terrain/revêtement** y compris le contact parfait ;

- de sa possibilité de **traduire les comportements non linéaires** qui sont les comportements réels des terrains dans les zones proches de l'excavation.

3.2.3 Méthode convergence-confinement

3.2.3.1 Principe

Contrairement aux autres méthodes, la méthode convergence-confinement privilégie l'aspect tridimensionnel des déformations du terrain. Elle prend notamment le contre-pied de la méthode des réactions hyperstatiques en étudiant non pas le comportement du soutènement sous l'action de charges représentatives du terrain, mais le comportement du terrain sous l'action d'une pression intérieure fictive, dite pression de confinement, qui schématise l'action du revêtement (ou du soutènement) et l'effet d'arc-boutement le long du front d'attaque.

Le processus est le suivant (figure 16).

Pour ramener le problème tridimensionnel à un problème de déformation plane, on admet que la pression initiale σ_0 supportée par le noyau cylindrique de terrain avant son excavation (qui est égale à la contrainte géostatique initiale du terrain) n'est pas réduite brutalement à zéro en deçà du front de taille du fait de sa disparition, mais qu'elle se réduit progressivement au fur et à mesure que l'on s'éloigne du front, ce qui correspond en fait à l'effet d'arc-boutement longitudinal.

Le problème de l'étude de la déformation du terrain encaissant et de la convergence des parois au voisinage du front est ainsi ramené à l'étude de la convergence dans une section plane lorsque l'on fait décroître progressivement à partir de σ_0 la pression centripète exercée sur la paroi ou pression de confinement.

La première phase de l'étude concerne le terrain encaissant ; elle consiste à tracer la courbe qui représente la variation de la convergence des parois lorsque la pression de confinement décroît à partir de σ_0 .

La deuxième phase de l'étude concerne le soutènement et/ou le revêtement ; elle consiste à tracer la courbe qui représente, à partir de son état initial de repos à contraintes nulles, la déformation radiale du soutènement (et/ou du revêtement) lorsque la pression qu'il supporte de la part du terrain croît depuis 0.

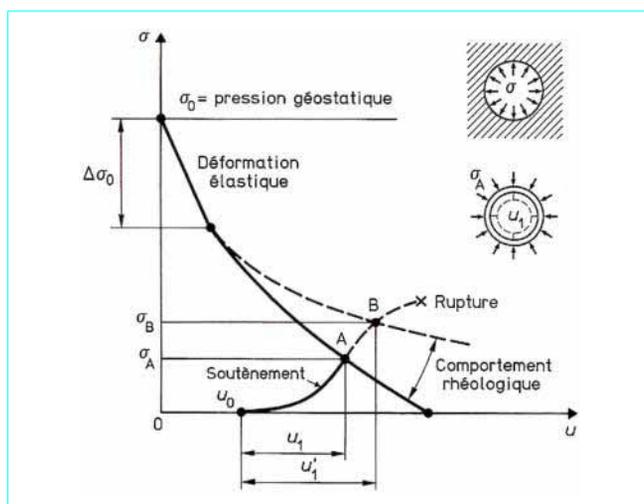


Figure 16 - Méthode convergence-confinement.
Courbes caractéristiques du terrain et du soutènement

Si l'on peut « caler » cette deuxième courbe par rapport à la première sur le même graphique, c'est-à-dire si l'on connaît la convergence u_0 qui s'est déjà produite dans la galerie lorsque le soutènement étant en place et parfaitement bloqué, tout mouvement supplémentaire du terrain provoque une mise en charge du soutènement, il est alors possible de déterminer, par intersection des deux courbes, le point d'équilibre, c'est-à-dire la pression réellement supportée par le soutènement, sa déformation u_1 et la convergence totale des parois $u_0 + u_1$. C'est la troisième phase de l'étude.

Pour être facilement utilisable, la méthode est quelquefois assortie d'hypothèses simplificatrices suivant lesquelles le tunnel présente une section circulaire, le massif est homogène et isotrope, et les contraintes initiales sont isotropes et constantes dans tout le volume intéressé par le tunnel.

En contrepartie de ces hypothèses d'une simplification très brutale, il est possible d'analyser avec précision le comportement au voisinage du front et notamment l'incidence de la méthode de construction (distance du front à laquelle on met en place le soutènement et le revêtement, raideur du soutènement, etc.).

Néanmoins, la méthode s'applique aussi au cas général d'un souterrain de forme quelconque en utilisant, par la méthode des éléments finis, la déformation du terrain en chaque point sous l'action d'une pression intérieure variable.

On peut aussi tenir compte de l'effet du temps (si l'on connaît le comportement du terrain en fonction du temps) en faisant varier la courbe de déformation du terrain.

3.2.3.2 Représentativité des données et des hypothèses de calcul

La représentativité de la méthode dépend des données dont on dispose pour construire les courbes et plus spécialement la courbe relative au terrain encaissant.

■ À la **phase du projet**, on peut utiliser les paramètres habituels servant à l'identification du massif et notamment le module de déformation pseudoélastique et les paramètres du comportement dans la phase plastique au-delà de la rupture (par exemple ϕ et c ainsi qu'un coefficient de dilatance de la roche dans la zone où le seuil de rupture est dépassé). La courbe comprend en fait une partie linéaire correspondant à la phase élastique initiale de la détente, suivie d'une courbe à taux de convergence croissant correspondant à la déformation pseudoplastique. Si la courbe recoupe l'origine des abscisses, il

existe un état d'équilibre, au moins temporaire, sans que le soutènement soit nécessaire. Si elle ne la recoupe pas, le soutènement est indispensable.

À partir des données d'identification, les courbes peuvent être établies, soit à l'aide de formules si l'on admet des hypothèses très simplificatrices, soit point par point par un calcul aux éléments finis. Dans les deux cas, la représentativité est loin d'être assurée car tout repose sur quelques paramètres difficiles à mesurer (comportement de la roche après rupture) et la sensibilité du résultat par rapport à la variation des paramètres est forte.

S'il s'agit d'un sol, il est également très difficile d'évaluer en laboratoire des paramètres tels que la variation de son volume en fonction du déchargement.

C'est pourquoi il est préférable, au stade de l'avant-projet, de se référer, pour l'utilisation de cette méthode et chaque fois que cela est possible, à des mesures faites dans une galerie de reconnaissance. On peut alors mesurer la convergence, non seulement au parement, mais à des profondeurs diverses grâce à des extensomètres à points multiples (ou des distofores). On peut également évaluer les pressions de confinement en plaçant des jauges de contraintes dans les soutènements (boulons, cintres, béton projeté). On peut également mesurer l'influence du temps.

Ces mesures sont ensuite transposables au tunnel définitif ; l'effet d'échelle peut toutefois altérer cette transposition dans le cas où l'influence des fracturations est prédominante. À cette réserve près, la transposition peut donner une image fidèle du comportement de l'ouvrage définitif et permettre de définir le soutènement et le revêtement, car tous les facteurs qui caractérisent le comportement du terrain s'y trouvent réellement intégrés. La méthode convient probablement mieux dans le cas des roches que dans celui des sols.

■ À la **phase des travaux**, quoi que l'on fasse au cours des reconnaissances, il demeurera une incertitude sur les conditions réelles, principalement à cause des hétérogénéités du terrain. Ces incertitudes sont grandement aggravées lorsque l'on n'a pas de galerie de reconnaissance. La seule parade consiste à continuer à mesurer pendant les travaux, et c'est encore la mesure des convergences et des déformations internes du massif qui renseigneront le mieux. Les appareils recommandés sont les suivants (cf. article *Extensométrie* [R 1 850] dans le traité Mesures et Contrôle) :

- extensomètres à points multiples en forage ;
- extensomètres à émission radio ;
- fil invar.

Ces instruments, utilisés systématiquement (par exemple à plusieurs dans des sections distantes de quelques dizaines de mètres), sont la meilleure garantie de sécurité du chantier et ils évitent des surdimensionnements coûteux.

Les mesures sont interprétées en fonction du temps, compte tenu des données du problème, non seulement dans la zone où le soutènement existe, mais aussi dans celle où il manque.

L'évolution d'une quantité avec le temps (par exemple, la déformation relative d'une zone du terrain) est une indication fondamentale pour l'interprétation. À la limite, une valeur stable avec le temps traduit la stabilité mécanique, quelle que soit son intensité. Mais inversement, l'extrapolation d'une évolution est délicate. Elle ne peut se faire qu'à la lumière du modèle mécanique, lui-même ajusté grâce à l'apport des mesures faites précédemment.

Un modèle mécanique, même correct, ne peut être utilisé, dans le milieu complexe et généralement mal connu qu'est le terrain, que s'il s'appuie sur des mesures *in situ*. Mais, inversement, et c'est peut-être le point capital aujourd'hui, ces mesures ne peuvent être utilement interprétées que dans le cadre d'un modèle mécanique correct.

C'est le mérite essentiel de la méthode convergence/confinement que de permettre cette interprétation pour adapter le soutènement au fur et à mesure de l'avancement.

Du fait qu'elle permet d'étudier tout spécialement le comportement de l'ouvrage pendant et après le creusement, elle est particulièrement indiquée pour l'étude du soutènement provisoire (surtout s'il s'agit de boulonnage ou de béton projeté mis en place à l'avancement).

3.2.4 Méthodes empiriques

3.2.4.1 Principe

Il faut également mentionner l'existence de méthodes empiriques qui, basées sur le collationnement de résultats obtenus sur un nombre important de chantiers variés, permettent, en partant de paramètres simples, de définir un soutènement en principe approprié.

Ces méthodes concernent généralement le seul soutènement provisoire.

Les paramètres choisis peuvent être globaux et tirés eux-mêmes d'une expérimentation *in situ* comme la durée de stabilité d'une excavation non soutenue, qui est utilisée dans les classifications de Lauffer employées en vue du soutènement immédiat par la méthode autrichienne. Ils peuvent aussi être plus détaillés et tirés d'essais ou de mesures de laboratoire (fracturation, résistance au cisaillement, contraintes, comportement hydraulique). Pour tenir compte simultanément des différents paramètres, des notes sont attribuées en fonction de la valeur de chacun d'eux et des tableaux donnent les soutènements possibles en fonction des résultats cumulés (classification des terrains d'après Lauffer).

3.2.4.2 Représentativité

Il est difficile d'apprécier de façon très générale la représentativité de ces méthodes qui sont peu employées en France, mais très employées dans les pays anglo-saxons où elles servent également de critère pour le règlement de l'entreprise.

Il semble pourtant que le résultat ne puisse avoir une égale rigueur dans tous les cas et que chaque méthode ait un domaine d'emploi relativement restreint et orienté de façon préférentielle vers un type de soutènement particulier.

3.2.5 Choix d'une méthode de dimensionnement

Il n'est pas possible de fixer des règles immuables pour choisir une méthode de dimensionnement dans chaque cas.

Comme nous avons pu nous en apercevoir, aucune méthode ne peut rendre compte de la totalité des facteurs qui interviennent dans l'équilibre d'un ouvrage souterrain et de son revêtement. Suivant leur degré de complexité, elles sont capables de prendre en considération un plus ou moins grand nombre de paramètres. Les plus sophistiquées sont aussi, bien entendu, celles dont l'utilisation est la plus onéreuse.

Certaines méthodes simplifiées, donc plus économiques, sont souvent admissibles, mais leur domaine d'utilisation est obligatoirement plus restreint puisqu'il faut que les simplifications ne concernent pas l'un des paramètres qui se trouve être prépondérant dans le cas étudié.

Dans cet esprit, il est possible de fixer quelques orientations générales pour l'emploi des différentes méthodes.

■ Les méthodes du type **actions-réactions** sont réservées au cas où le revêtement joue le rôle essentiel, ce qui se produit lorsque sa rigidité est très forte par rapport à celle du terrain (revêtement épais dans un sol meuble à faible profondeur). Cette condition peut se

traduire par le fait que le rapport $\beta = \frac{kR^4}{EI}$ soit inférieur à 500 (k est

le module de réaction du terrain par rapport à l'ouvrage, R le rayon de l'excavation, E le module d'élasticité du matériau constituant le revêtement et I l'inertie du revêtement). β est un nombre sans dimension.

Une deuxième condition à l'emploi de ce type de méthode concerne la hauteur de couverture qui ne doit pas dépasser une valeur de l'ordre de 10 fois le rayon du tunnel, faute de quoi l'évaluation des charges actives est très incertaine.

■ Les méthodes de type **convergence-confinement** sont surtout indiquées pour l'interprétation des mesures et l'adaptation du soutènement provisoire aux conditions rencontrées, plus spécialement s'il s'agit d'un soutènement mis en place à très faible distance du front. D'une façon plus générale, on peut les utiliser pour tout ce qui concerne le soutènement provisoire (avant-projet et exécution).

■ Les méthodes **empiriques** sont également plutôt destinées au dimensionnement du soutènement provisoire (cintres, boulons ou béton projeté), plus particulièrement dans le cas où l'on ne dispose sur la nature du terrain que de données relativement qualitatives ne permettant pas l'utilisation d'un modèle mathématique.

■ Les méthodes du type **solide composite** et notamment le calcul aux éléments finis sont utilisables dans tous les autres cas, particulièrement lorsque l'on a affaire à un tunnel profond en terrain rocheux, mais on peut aussi les employer dans la plupart des autres cas à condition de s'assurer que les données chiffrées dont on dispose sur le comportement du terrain sont réellement significatives.

■ Pour le dimensionnement des grands ouvrages récents, notamment réalisés au tunnelier avec revêtement en voussoirs préfabriqués, on a eu tendance à combiner plusieurs méthodes.

Ainsi, pour la section courante du tunnel sous la Manche, on a eu recours à la méthode convergence-confinement pour le calcul de la pression d'équilibre à l'extrados du revêtement, complétée par un modèle analytique pour l'évaluation des efforts dans le revêtement lui-même.

Un modèle numérique a été utilisé pour le traitement des cas difficiles et des points singuliers : présence de plusieurs couches différentes de terrain, interaction réciproque des tunnels voisins, galeries de liaison entre les tubes principaux, ouvrages spéciaux.

4. Équipements d'exploitation

Les équipements d'exploitation que nous traitons dans le présent paragraphe concernent particulièrement les ouvrages destinés à la circulation des véhicules et plus spécifiquement les tunnels routiers. Il s'agit des installations de ventilation et d'éclairage.

4.1 Ventilation

Pendant la traversée d'un tunnel, les usagers ne doivent pas absorber des teneurs irritantes ou nocives de polluant. Par ailleurs, la sécurité requiert une visibilité suffisante, donc une transparence suffisante de l'atmosphère.

Or les véhicules, équipés de moteurs thermiques, émettent des gaz toxiques parmi lesquels l'oxyde de carbone est considéré comme le plus représentatif. Ils émettent aussi, lorsqu'il s'agit de moteurs Diesel, des suies et fumées qui opacifient l'atmosphère. Les conditions de sécurité des usagers peuvent néanmoins être considérées comme assurées dans la mesure où les proportions de gaz toxiques d'une part, de suies et fumées d'autre part, dans l'air ambiant, ne dépassent pas les seuils considérés comme acceptables. Le fait que l'une ou l'autre des conditions (oxyde de carbone ou suies) soit déterminante pour le dimensionnement de la ventilation dépend de la proportion de véhicules lourds dans le trafic total et des conditions locales.

Une étude de ventilation consiste donc d'abord à procéder au calcul des débits d'air frais nécessaires pour remplir les conditions de sécurité (gaz toxiques et opacités), ensuite à définir les moyens appropriés pour y parvenir.

Une telle étude est évidemment souhaitable pour les tunnels ferroviaires comme pour les tunnels routiers, mais il est rare qu'elle conduise, dans le premier cas, à la nécessité d'un équipement spécifique de ventilation, compte tenu du fait que la traction à vapeur n'existe plus qu'à titre tout à fait épisodique et que la traction Diesel, à cause de la faible fréquence des convois, entraîne en général des pollutions nettement inférieures à celles des véhicules automobiles d'une route. La traction électrique elle-même n'entraîne ni pollution gazeuse ni pollution solide (suies et poussières).

Toutefois, il faut signaler deux cas exceptionnels où une **ventilation forcée** s'est avérée nécessaire malgré la traction électrique, à savoir :

- le réseau express régional, à cause de la grande fréquence des rames : la ventilation naturelle était insuffisante pour renouveler l'air pollué par la respiration humaine, génératrice de gaz carbonique et de vapeur d'eau ; les puits d'introduction d'air frais et d'extraction d'air vicié ont été en conséquence équipés de ventilateurs calculés pour obtenir un renouvellement complet de l'air du souterrain, trois fois par heure ;

- le tunnel sous la Manche, à cause de la grande longueur des tunnels (50 km), de la fréquence des trains, du faible nombre de puits (2 puits distants de 35 km et 2 portails d'extrémité) et des risques d'incendie à prendre en compte. Dans ce cas, il a été estimé qu'en période d'exploitation maximale (année 2003) l'occupation pourrait atteindre 20 000 personnes. Les équipements de ventilation normaux peuvent insuffler, par la galerie de service, un débit de 73 m³/s au puits de Sangatte et de 88 m³/s au plan incliné de Shakespeare Cliff, soit 26 m³/h par personne. À ces installations s'ajoute un système supplémentaire réversible capable d'assurer les secours et le refroidissement en cas d'incendie à raison de 260 et 300 m³/s respectivement côté britannique et côté français.

4.1.1 Détermination des débits nécessaires

4.1.1.1 Trafic à prendre en compte

Les prévisions de trafic doivent généralement découler d'une étude spécifique et d'extrapolations applicables au futur proche. En l'absence d'une telle étude, il est recommandé de se baser, pour les tunnels en **zone urbaine**, sur une valeur maximale de 2 000 véhicules légers par heure et par voie de circulation. Il faut également prévoir le cas du trafic congestionné, que l'on estime équivalent à 150 à 180 véhicules par voie et par kilomètre. Pour les tunnels en **rase campagne, ou en montagne**, de même que pour la proportion de poids lourds, seule une étude spécifique est susceptible de donner des indications fiables.

4.1.1.2 Calcul en fonction des émissions d'oxyde de carbone

On calcule le débit minimal d'air frais nécessaire pour obtenir une dilution correspondant au taux limite à ne pas dépasser. On applique la formule suivante :

$$Q = \frac{q_u \cdot 10^{-3}}{60} \cdot \frac{1}{\delta} \cdot f \cdot n$$

avec Q (m³/s · km de voie) débit d'air frais à installer,
 q_u (L/min) débit de CO par véhicule. On se réfère généralement, pour les véhicules légers comme pour les véhicules lourds, à la courbe de la figure 17 qui donne la valeur de q_u en fonction de la vitesse moyenne des véhicules en palier horizontal à l'altitude zéro,
 δ (ppm en masse) taux limite de CO à ne pas dépasser. Les valeurs recommandées pour δ sont les suivantes :
 — en cas d'ouvriers travaillant dans le

tunnel $\delta < 50$ ppm,
 — tunnels en exploitation :
 • circulation fluide $\delta < 75$ ppm,
 • congestion occasionnelle $\delta < 250$ ppm,
 • congestion fréquente $\delta < 150$ ppm.
 Ces valeurs peuvent être majorées de 50 % en section d'extrémité sans dépasser 300 ppm si le tunnel est ventilé longitudinalement,
 coefficients correcteurs en fonction de la pente et de l'altitude. Ils sont donnés par les courbes des figures 18 et 19,
 nombre de véhicules présents par kilomètre de voie : c'est le quotient du trafic horaire par la vitesse des véhicules.

f
 n

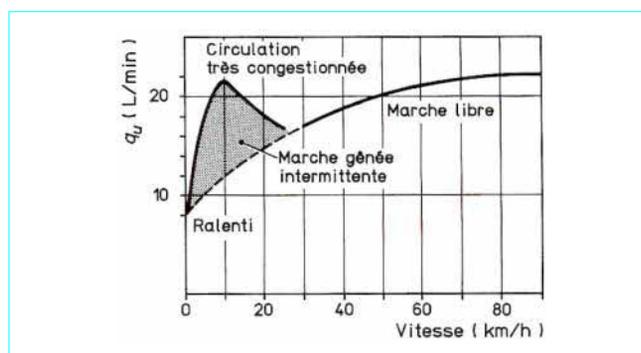


Figure 17 – Dégagement en CO des voitures particulières

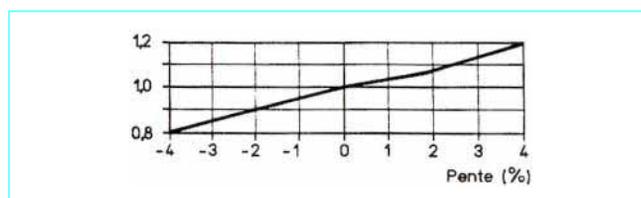


Figure 18 – Coefficient de déclivité (voitures particulières, 50 à 60 km/h)

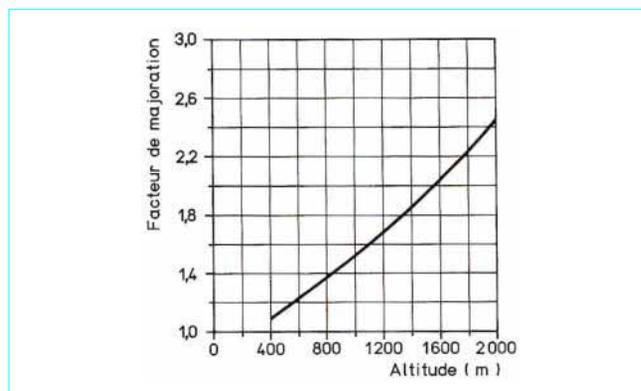


Figure 19 – Coefficient d'altitude (voitures particulières)

4.1.1.3 Calcul en fonction des fumées

L'approche théorique est beaucoup plus difficile que pour le critère de l'oxyde de carbone car il s'agit de calculer la teneur en fumées au-delà de laquelle la visibilité devient insuffisante pour distinguer un obstacle à une distance au moins égale à la distance de freinage. Cette distance dépend elle-même de la vitesse des véhicules (par exemple 105 m pour 80 km/h). Par ailleurs la quantité de fumées émises dépend beaucoup plus de la déclivité que l'émission de CO ; ainsi, elle est 3 fois plus forte à 4 % de rampe qu'en palier. En trafic congestionné elle peut être 2 fois plus élevée qu'en trafic fluide.

Il existe plusieurs méthodes de calcul pour évaluer le débit d'air nécessaire : méthode optique (dite des fumées) et méthode pondérale (dite des suies) basées sur des hypothèses simplificatrices. Leur description sortirait du cadre du présent article. **Nous citerons seulement la méthode pondérale** qui permet de donner une valeur approximative du débit d'air nécessaire et qui s'exprime de la façon suivante :

$$Q = \frac{q'_{DR}}{C_{DR}} \frac{NG}{3600} f$$

avec Q ($m^3/s \cdot km$ de voie) débit d'air frais nécessaire,
 q'_{DR} ($mg/km \cdot t$) masse des suies Diesel à la sortie du pot d'échappement par kilomètre parcouru et par tonne de véhicule en palier à l'altitude 0. On admet quelquefois $q'_{DR} = 60 mg/km \cdot t$,
 C_{DR} (mg/m^3) teneur admissible en suie de l'atmosphère du tunnel. La valeur admissible de C_{DR} est souvent comprise entre 0,80 et $1,5 mg/m^3$ suivant les distances de visibilité requises,
 N nombre de véhicules lourds par heure et par voie affecté des coefficients de pondération dus à la déclivité (figure 20). C'est le trafic horaire total des seuls véhicules lourds décomposé en trafic montant et trafic descendant s'il s'agit de tunnel en pente à double sens de circulation,
 G (t) masse moyenne des véhicules,
 f coefficient de correction dû à l'altitude (figure 21).

4.1.2 Ventilation naturelle

Lorsque l'on a évalué la quantité d'air frais nécessaire en chaque section du tunnel pour obtenir une dilution suffisante tant du point de vue des gaz toxiques que des fumées, il faut définir les moyens nécessaires pour y parvenir. Suivant les cas, ce peut être, soit la ventilation naturelle, soit la ventilation dite longitudinale, soit la ventilation semi-transversale.

En l'absence de toute ventilation mécanique forcée, la vitesse du courant d'air résulte de l'action combinée :

- des différences de pression en tête d'ouvrage (pression atmosphérique ou pression dynamique due au vent). Même s'il existe des vents dominants, ces derniers sont naturellement variables et ne doivent être pris en compte dans le projet qu'à titre d'appoint éventuel intermittent ;
- du pistonement de l'air par les véhicules dont l'action n'est réellement significative que dans les tunnels unidirectionnels. Ce terme peut être important mais est rarement connu avec une grande précision.

Pour un tunnel court et à faible circulation, le courant d'air résultant de ces deux termes peut être suffisant pour assurer la ventilation qui ne requiert, dans ce cas, aucune installation spécifique. C'est le cas de certains tunnels de courte longueur en site montagneux.

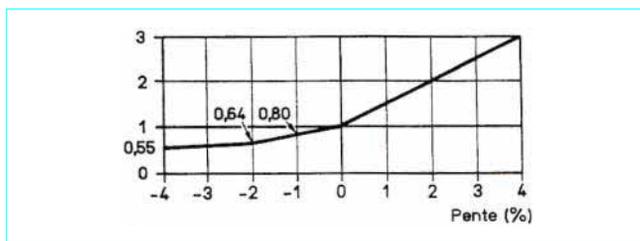


Figure 20 – Coefficient de déclivité (poids lourds, 40 à 60 km/h)

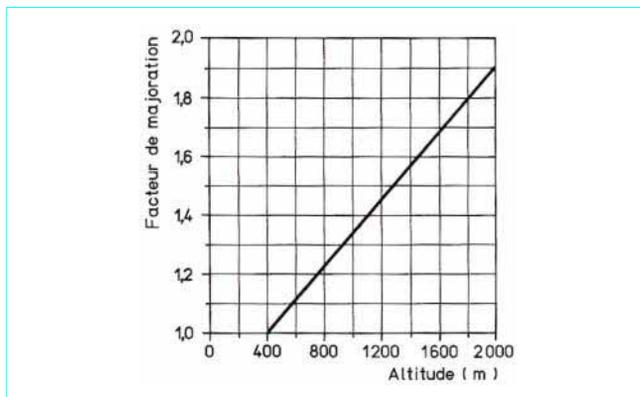


Figure 21 – Coefficient d'altitude (poids lourds)

4.1.3 Ventilation longitudinale

Dans d'autres cas, la ventilation naturelle est insuffisante. On doit alors prévoir l'installation de ventilateurs dont la poussée doit permettre d'accélérer la vitesse de circulation de l'air pour assurer la dilution requise. Ce besoin peut être permanent ou limité à certaines heures de la journée où le trafic est le plus important. Les ventilateurs fonctionnent alors de façon intermittente.

Dans le système de ventilation longitudinale, le schéma de circulation de l'air est le même que dans la ventilation naturelle, c'est-à-dire que l'air frais pénètre par une extrémité en utilisant la section totale du tunnel et s'échappe par l'autre extrémité après s'être progressivement chargé de gaz toxiques et de fumées. S'il s'agit de tunnels à circulation unidirectionnelle, le sens d'écoulement de l'air sera celui de la circulation des véhicules pour profiter de l'effet de pistonement. S'il s'agit de tunnels à double circulation, le sens de circulation de l'air sera choisi, soit en fonction du différentiel de pression entre les têtes, soit des vents dominants, soit d'une direction plus chargée de la circulation des véhicules.

Les ventilateurs sont généralement suspendus à la voûte du tunnel et régulièrement répartis le long du tracé. Lorsque la section est voûtée, la ventilation longitudinale ne nécessite pas une augmentation par rapport à la section nécessaire pour des raisons de construction et de stabilité.

Pour des motifs de confort, de sécurité et d'économie, on limite généralement la vitesse longitudinale de l'air à une valeur de l'ordre de 10 m/s (exceptionnellement 12 m/s). Cette limite est abaissée à 8 m/s dans le cas de tunnels bidirectionnels. Elle entraîne, pour un ouvrage de caractéristiques déterminées (sections, pollution maximale admissible, intensité du trafic et vitesse moyenne des véhicules), une longueur maximale de tunnel au-delà de laquelle la ventilation de ce type n'est plus possible. Ce peut être, suivant les cas, quelques centaines de mètres ou quelques kilomètres.

Il est toutefois possible d'envisager la ventilation longitudinale pour des longueurs supérieures à cette limite lorsque la topographie et l'environnement autorisent la création de **puits intermédiaires**. Il peut s'agir :

- d'un puits d'extraction dans le cas d'un tunnel bidirectionnel ;
- d'un ou plusieurs puits intermédiaires mixtes (admission d'air frais et extraction d'air vicié) dans le cas de tunnels unidirectionnels (figure 22).

Ce type de puits doit faire l'objet d'études approfondies et d'une surveillance attentive, car on évite difficilement le court-circuit d'une partie du débit d'air frais vers la cheminée d'évacuation de l'air vicié.

Lorsque le critère déterminant du dimensionnement de la ventilation n'est pas la teneur en CO mais la quantité des fumées, c'est-à-dire lorsque la proportion de véhicules lourds Diesel est importante (supérieure à 10 %), il est possible d'étendre encore le domaine d'emploi de la ventilation longitudinale à des tunnels de grande longueur grâce à la **précipitation électrostatique des poussières**.

Un dispositif de précipitation électrostatique des fumées est un appareillage que l'on interpose sur le circuit de l'air pollué (généralement dans une galerie en by-pass par rapport au tunnel principal) et qui précipite une proportion plus ou moins importante des fumées et des suies contenues dans l'air vicié (en général 40 à 50 %). Les fumées recueillies sont envoyées en décharge. L'air épuré est réinjecté dans le tunnel. Ce procédé est par contre sans influence sur la teneur en CO/CO₂. Il est néanmoins très favorable pour l'environnement, puisqu'il évite le rejet dans l'atmosphère d'une proportion notable de fumées.

En combinant la réalisation de puits intermédiaires et de stations de précipitation des fumées, on peut arriver à satisfaire les critères de pollution à la fois en CO et en fumées en tout point de tunnels de grande longueur tout en conservant le principe de la ventilation longitudinale.

Au Japon, ce système tend à se généraliser, comme dans le cas du tunnel Ena-san avec seulement deux puits intermédiaires sur une longueur totale de 8,445 km.

4.1.4 Ventilation semi-transversale

Dans la ventilation semi-transversale, l'un des deux flux (air frais ou air vicié) circule dans un carneau distinct du volume où circulent les véhicules et il est distribué (air frais) ou aspiré (air vicié) en divers points répartis sur la longueur. La limitation de vitesse du flux qui circule dans un carneau séparé n'est conditionnée que par des considérations de dépense d'énergie et la vitesse dans le tunnel lui-même est sensiblement réduite. On peut donc, en principe, appliquer ce procédé à des tunnels (ou des tronçons de tunnels) nettement plus longs que ceux où l'on utilise la ventilation longitudinale. En contre-partie, la construction des carneaux et des dispositifs de répartition de l'air entraîne une augmentation de la section à excaver et une augmentation importante du coût d'investissement. C'est pourquoi on s'efforce d'éviter d'y recourir.

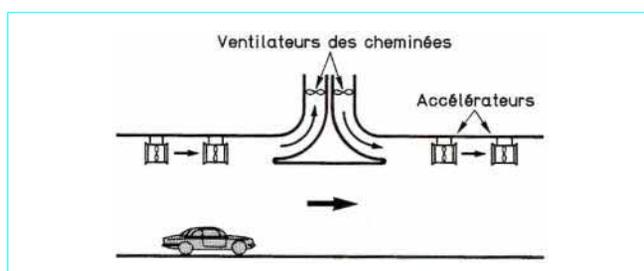


Figure 22 – Puits intermédiaire mixte

4.1.5 Ventilation transversale

L'air frais et l'air vicié circulent dans des carneaux distincts et sont, respectivement, distribués et aspirés tout au long du tunnel. L'air frais est généralement distribué par le bas et l'air vicié récupéré par le haut.

On y retrouve, amplifiés, les mêmes avantages et les mêmes inconvénients par rapport à la ventilation longitudinale :

- possibilité d'application sur de très grandes longueurs (environ 5 km dans le cas du tunnel du Fréjus entre les deux seuls puits intermédiaires pour une longueur totale de 12,8 km, figure 23) ;
- élimination quasi immédiate des gaz toxiques ;
- mais accroissement sensible de l'investissement pour le tunnel courant, à comparer avec l'économie éventuelle de certains puits.

4.1.6 Sécurité en cas d'incendie

Les objectifs à atteindre en cas d'incendie sont les suivants :

- empêcher la propagation des fumées chaudes dans les zones où se trouvent des personnes ;
- permettre aux personnes à proximité du foyer d'être alimentées en air frais ou de pouvoir quitter la zone ;
- éviter que l'opacité soit trop forte au niveau de la chaussée pour permettre la progression des secours.

Ces conditions sont en général réalisables sans trop de difficultés lorsqu'il s'agit de ventilation transversale ou de ventilation longitudinale à circulation unidirectionnelle, à condition que le sens de circulation soit partout le même que celui du déplacement de l'air. C'est plus difficile lorsqu'il s'agit de tunnels bidirectionnels avec ventilation longitudinale ou semi-transversale avec retour de l'air vicié par le tunnel lui-même.

4.1.7 Contrôle permanent de la pollution

Le contrôle de l'atmosphère en tunnel est indispensable pour assurer un taux de pollution admissible et une visibilité suffisante.

On utilise, en général, des analyseurs d'oxyde de carbone (considéré comme le polluant le plus représentatif) et des appareils de contrôle d'opacité. Il faut en prévoir un nombre suffisant pour que l'information reçue soit représentative.

Ils servent :

- à réguler la ventilation en agissant sur le régime des ventilateurs ou le nombre d'appareils en service effectif en fonction du degré de pollution constaté ;
- à interdire ou réguler l'accès au tunnel si la pollution dépasse les critères fixés alors que la poussée des ventilateurs est à son maximum.

Les informations transmises par les détecteurs doivent être rassemblées dans une salle de contrôle en tête du tunnel pour faciliter l'intervention des services de sécurité.

4.2 Éclairage

Les installations d'éclairage occupant dans le souterrain des logements qui doivent être prévus à l'avance, il est normal que les études d'éclairage soient engagées dès la rédaction du projet.

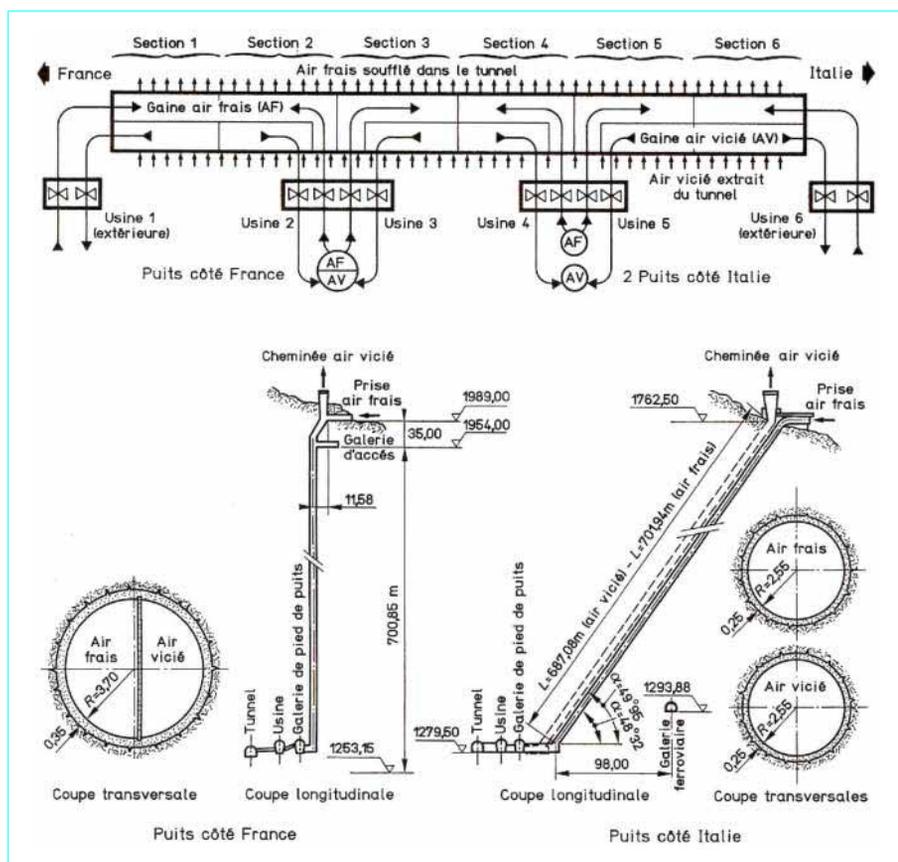


Figure 23 – Ventilation transversale du tunnel du Fréjus

4.2.1 Nécessité de l'éclairage des souterrains routiers

L'éclairage des souterrains routiers est de plus en plus indispensable à la sécurité, particulièrement de jour. Au moment où, par un temps très ensoleillé, l'automobiliste va pénétrer rapidement dans le tunnel se produit le phénomène du trou noir ; il a grand peine à distinguer les véhicules qui s'y trouvent, s'ils ne sont pas convenablement éclairés. En un très court instant (à peine une seconde), il doit adapter ses yeux des très hautes luminances du jour aux faibles luminances de l'intérieur. Un phénomène inverse se produit à la sortie.

4.2.2 Transition entre les luminances intérieures et extérieures

Pour faciliter la transition entre l'extérieur et l'intérieur, on élève la luminance des sections d'entrée et de sortie.

Les installations d'éclairage de ces sections sont de divers types : appareils encastrés dans les parois, appareils placés à faible distance des parois, rangées continues ou non de tubes fluorescents fixés à quelque distance des parois, rangées continues de luminaires fluorescents longitudinaux placés au plafond, luminaires transversaux encastrés à intervalles réguliers dans le plafond, appliques fluorescents verticales, éclairage par lampes au sodium.

Les éclairages recommandés, dans les sections d'entrée ou de sortie, varient avec l'éclairage extérieur.

On distingue, à l'entrée du tunnel :

- une zone dite d'adaptation dont l'éclairage est à niveau constant et dont la longueur dépend de la vitesse des véhicules (100 m pour 100 km/h) ;
- une zone de transition à niveau décroissant.

À la sortie, il n'est pas nécessaire, sauf cas exceptionnel d'orientation, de prévoir de suréclairage dans les tunnels unidirectionnels. On pourra alors se limiter à un niveau de 400 à 800 lux sur 50 à 80 m.

Le niveau d'éclairage nécessaire dans la zone d'adaptation à l'entrée dépend à la fois de la luminance d'ambiance extérieure, du facteur de réflexion des parois et de la chaussée du tunnel.

Le rapport entre la luminance dans la zone d'adaptation et la luminance d'ambiance extérieure doit être compris entre 1/10 et 1/15.

Pour un avant-projet sommaire, on peut admettre pour les **luminances d'ambiance**, les valeurs suivantes :

- 8 000 cd/m² pour une entrée très dégagée (passage inférieur sous canal, par exemple) ;
- 4 000 cd/m² pour une entrée en trémie en zone urbanisée ;
- 1 000 à 2 000 cd/m² pour une entrée en zone montagneuse, suivant l'orientation.

On pourra donc évaluer le **niveau d'éclairage** nécessaire dans la zone d'adaptation en calculant d'abord la luminance nécessaire dans la zone (1/10 à 1/15 de la luminance externe), puis l'éclairage correspondant, en admettant la formule :

$$L = k E$$

- avec
- L (cd/m²) luminance,
 - E (lx) éclairage,
 - k coefficient variant de 0,10 pour une chaussée en béton et des parois claires à 0,035 pour une chaussée en bitume à agrégats sombres.

4.2.3 Éclairage de la section courante

Lorsqu'il s'agit de tunnels dont la longueur est supérieure à 500 m, on peut considérer qu'il existe entre les zones d'entrée et de sortie, une section dite courante pour laquelle on préconise d'adopter une luminance de :

- 10 à 20 cd/m² en zone urbaine ;
- 5 à 10 cd/m² en rase campagne ;
- 3 à 5 cd/m² dans les tunnels très longs à vitesse réduite ou à faible circulation.

5. Creusement des souterrains

Il est assez difficile, en matière de souterrain, de traiter indépendamment des différents choix qui concourent à la définition d'une méthode d'exécution des travaux, car ces choix sont très souvent étroitement liés et dépendants les uns des autres. Plus précisément, le choix d'une méthode de creusement est loin d'être indifférent par rapport au choix d'un type de soutènement provisoire ou même de revêtement définitif, et l'ensemble de ces choix est évidemment conditionné en tout premier lieu par les caractéristiques géotechniques et hydrogéologiques du massif traversé.

Néanmoins, et pour la clarté de l'exposé, nous distinguerons trois catégories de travaux, à savoir, le creusement, le soutènement provisoire des parois et le revêtement définitif.

5.1 Tranchées couvertes

Les tranchées couvertes sont des tunnels par leur configuration finale et leur destination, mais elles se rattacheront plutôt aux travaux de surface par leur mode de construction.

Pour que l'on puisse réaliser un tunnel par la méthode de la tranchée couverte, il faut nécessairement à la fois qu'il s'agisse d'un ouvrage à faible profondeur et que l'on puisse disposer de la surface nécessaire au sol pendant une durée suffisante pour la réalisation des travaux.

Suivant la nature du terrain, la largeur des emprises et la durée pendant laquelle on peut en disposer, on peut distinguer plusieurs types de tranchées couvertes.

5.1.1 Fouille talutée ouverte

C'est la solution la moins onéreuse. Elle consiste en l'excavation d'une tranchée dont les parois sont des talus réglés suivant une pente dépendant des caractéristiques géotechniques du terrain et telle que la stabilité soit assurée naturellement pendant les travaux (cf. article *Stabilité des pentes Glissements en terrain meuble* [C 254] dans ce traité). Si le sol est de qualité médiocre et la fouille profonde, cette solution suppose que l'on dispose d'une largeur très supérieure à celle de l'ouvrage lui-même. Une telle solution peut être étendue au cas où le fond de la fouille est au-dessous du niveau de la nappe phréatique à condition qu'il existe sous le radier, et à une profondeur raisonnable sous ce niveau (quelques mètres), un horizon de terrain imperméable. Préalablement à l'excavation de la fouille, on réalise alors en tête de talus une paroi moulée souple étanche descendue jusqu'à l'horizon imperméable et formant écran à l'écoulement de l'eau vers la fouille. On complète généralement ce dispositif par des parois transversales (par exemple tous les 50 à 100 m) assurant la constitution de véritables caissons à l'intérieur desquels il est possible de construire les ouvrages. On n'évite pas ainsi totalement la nécessité d'un dispositif de pompage dans la fouille, mais on en

réduit considérablement l'importance et le débit. On diminue aussi très largement les conséquences néfastes du rabattement vis-à-vis de l'environnement de la tranchée et notamment les risques de tassements.

La paroi souple est une paroi exécutée suivant la technique de la paroi moulée (cf. article *Parois moulées. Ancrages* [C 252] dans ce traité), mais dans laquelle l'écran a seulement un rôle d'étanchéité et non de portance. La différence essentielle porte sur la nature du matériau que l'on substitue à la boue de forage. Au lieu de béton, il s'agit d'un mélange constitué généralement d'argile/ciment.

5.1.2 Fouille blindée ouverte

Dans ce cas, les parois de la fouille sont taillées verticalement. La largeur des emprises du chantier correspond sensiblement à la largeur de l'ouvrage.

Plusieurs méthodes peuvent être employées pour assurer la stabilité des parois.

■ **Blindage traditionnel en bois ou mixte** (bois/métal) exécuté au fur et à mesure de l'approfondissement de la fouille. Un tel blindage peut être constitué de planches verticales, de lisses horizontales et de butons. Ce procédé n'est plus guère employé que dans le cas d'ouvrages de faible largeur à faible profondeur, en dehors de la nappe phréatique. Il nécessite une main-d'œuvre qualifiée pour éviter la décompression du terrain derrière le blindage. Il impose la construction de l'ouvrage dans l'embaras des butons et le bourrage soigné du vide entre l'ouvrage et le terrain après enlèvement du blindage, toutes opérations délicates et onéreuses lorsqu'elles s'appliquent à des ouvrages importants.

■ **Parois berlinoises ou parisiennes** (cf. article *Parois moulées. Ancrages* [C 252] dans ce traité). Il s'agit de profilés métalliques ou de poteaux préfabriqués en béton fichés verticalement à l'intérieur d'un forage de diamètre approprié. On intercale entre ces éléments verticaux des panneaux préfabriqués en bois, acier ou béton au fur et à mesure du creusement.

La stabilité des profilés métalliques est assurée, soit par des butons disposés en travers de la fouille, soit par des ancrages forés dans le sol si ses caractéristiques sont suffisantes. Ces procédés s'appliquent à des terrains présentant une cohésion suffisante et hors d'eau. Ils permettent de réduire la largeur de l'emprise du chantier, mais supposent l'immobilisation de ces emprises pendant la durée complète de construction de l'ouvrage.

■ **Palplanches.** Le principe en est peu différent de celui des parois berlinoises ou parisiennes. Elles peuvent être utilisées lorsque l'ouvrage est sous nappe, mais présentent l'inconvénient de provoquer beaucoup de bruit et de nuisances lorsqu'il s'agit de travaux en ville. Dans tous les cas, leur rôle n'est que temporaire et il suppose la construction d'un cadre complet en béton armé constituant l'ouvrage définitif.

■ **Parois moulées coulées en place ou préfabriquées.** À la différence des méthodes précédentes, on peut ici, dans certains cas, utiliser l'élément de blindage comme paroi de l'ouvrage définitif lui-même. Après exécution des parois, la tranchée est excavée par paliers successifs. Pour assurer la stabilité des parois en phase transitoire, on met en place des butons transversaux ou des tirants répartis en un ou plusieurs niveaux selon la profondeur de la fouille. Lorsque le fond de fouille est atteint, on coule le radier définitif du tunnel puis la dalle de couverture. La liaison de ces deux éléments avec les parois est assurée au moyen d'aciers laissés en attente dans les parois et dépliés après dégagement du parement.

La méthode est également valable lorsque l'ouvrage est situé sous la nappe phréatique. Si le terrain encaissant est très perméable, il peut être nécessaire de limiter, en phase de travaux, le débit et la vitesse de percolation de l'eau au travers du fond de la fouille. Pour y parvenir, et s'il existe un horizon imperméable à faible profondeur,

il suffit d'ancrer les parois dans cet horizon. Dans le cas contraire, on réalise, en pied de paroi, à une profondeur suffisante pour assurer sa stabilité, un « bouchon » injecté constituant le fond d'une boîte étanche à l'intérieur de laquelle on construit l'ouvrage. Le terrain naturel, laissé en place au-dessus du bouchon, sert à la fois de lest et de filtre (possibilité de mettre en place un dispositif de drainage) pour stabiliser l'ensemble.

L'une des applications les plus récentes et la plus importante de ce procédé est la construction de la première ligne du métro du Caire qui s'est effectuée dans les alluvions très perméables du Nil. La coupe type du tunnel courant est donnée en figure 24.

Les parois préfabriquées qui ont été utilisées présentent l'avantage, par rapport aux parois coulées en place, d'une meilleure régularité du parement quant à la précision géométrique.

■ Néanmoins, quel que soit le procédé, il est rare de parvenir à une étanchéité parfaite telle qu'elle est exigée dans le cas des systèmes de transports sur rails.

Le principe même de la liaison mécanique nécessaire entre les parois d'une part et le radier et la couverture d'autre part ne permet pas la mise en place d'une feuille d'étanchéité continue tout autour de l'ouvrage. C'est pourquoi on réalise généralement un contre-mur à quelques centimètres à l'intérieur des parois. Les infiltrations, de faible importance, sont alors recueillies par un drain au niveau du radier et amenées à une station de pompage. La couverture du tunnel est munie, sur sa face supérieure, d'une étanchéité classique qui redescend en recouvrement de quelques dizaines de centimètres le long des parois.

5.1.3 Fouille blindée couverte

On désigne aussi parfois cette méthode par le terme *cut and cover* qui signifie que l'on procède d'abord au découpage vertical du sol pour y réaliser les parois, puis que l'on construit la couverture du tunnel. L'excavation n'intervient qu'ensuite ; elle est réalisée sous dalle, de même que le bétonnage du radier.

Les parois exécutées en première phase doivent être capables de porter la dalle supérieure et sa surcharge de terre sans que la réalisation des phases suivantes ne risque de provoquer des mouvements et des désordres. On utilise, dans la quasi-totalité des cas, les **parois moulées**.

La méthode présente l'avantage de permettre la restitution de la surface à son usage initial (rétablissement de la circulation) dans les délais les plus courts possible. Par ailleurs, la dalle supérieure assurant le butonnage des parois avant le creusement, il est généralement possible d'éviter la mise en place de butons métalliques provisoires. Par contre, la réalisation sous dalle de l'excavation et du radier peut entraîner des surcoûts importants par rapport au travail à l'air libre.

La méthode est donc, en général, réservée aux travaux à réaliser sous chaussée dans des quartiers urbains très fréquentés. Dans ce cas, la construction de la dalle supérieure se fait souvent par moûtées successives de façon à permettre le maintien permanent de la circulation sur un côté, puis sur l'autre.

C'est cette solution qui a été adoptée dans la zone la plus centrale de la ligne n° 1 du métro du Caire.

5.2 Creusement en souterrain

Alors que les tranchées ouvertes ou couvertes concernent très généralement des terrains non rocheux, le creusement en souterrain s'applique à toutes sortes de catégories de terrains. Suivant les cas, on sera donc amené à utiliser l'explosif ou des méthodes purement mécaniques.

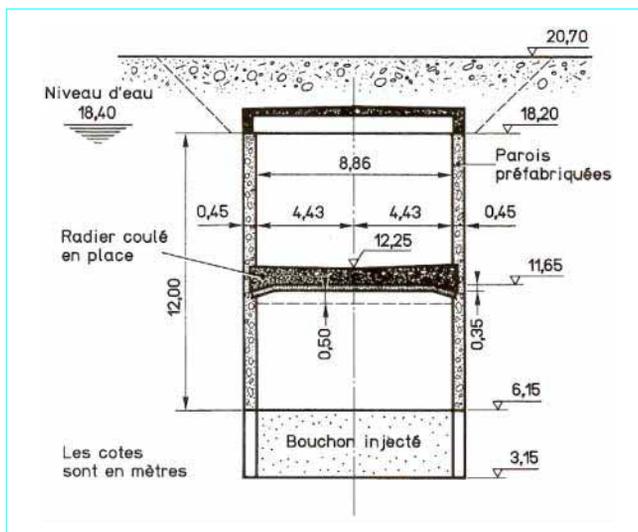


Figure 24 – Section du métro du Caire

5.2.1 Creusement à l'explosif

C'est vers 1627 que l'explosif, qui n'était encore que de la poudre noire, a été, pour la première fois, utilisé dans une mine souterraine d'Autriche-Hongrie. Auparavant, le roc était démolé à la force des bras en utilisant des outils aussi sommaires que les barres à mine, ciseaux, marteaux et massues. Les anciens avaient, il est vrai, apporté certains perfectionnements en chauffant la roche par un feu intense, puis en la refroidissant brutalement pour y multiplier les fractures de retrait et la rendre plus facile à abattre.

En matière de génie civil, c'est en 1679 que la première application de l'explosif a été faite en France pour le creusement du tunnel de navigation du canal du Languedoc. Il a fallu attendre la machine à vapeur pour qu'en 1838 un premier essai de mécanisation du forage des trous de mines soit tenté aux États-Unis près du Lac Michigan ; mais c'est seulement à partir de 1861 que l'application industrielle de l'air comprimé et l'invention du marteau perforateur ont permis de creuser plus vite et de façon plus rationnelle. C'est à cette date notamment qu'a été construit le premier ensemble de marteaux perforateurs montés sur châssis mobile (qui n'avait pas encore pris le nom de jumbo) et qu'il a été utilisé pour le creusement du premier tunnel ferroviaire du Fréjus entre la France et l'Italie.

Nous examinerons successivement, dans les techniques modernes de creusement à l'explosif :

- le principe d'action de l'explosif ;
- le plan de tir ;
- le choix de l'explosif ;
- le forage des trous ;
- le chargement et le tir.

5.2.1.1 Principe d'action de l'explosif

On appelle couramment explosion une réaction chimique qui se développe à une vitesse dépassant la vitesse du son dans l'air. Lorsqu'un explosif chimique détone, il se crée une onde de choc qui se propage dans l'air ou dans la matière environnante à très grande vitesse (2 000 à 8 000 m/s dans le cas des explosifs habituels). L'énergie libérée par l'explosion est considérable, mais surtout elle est concentrée dans un temps très court (généralement inférieur à une seconde). Pendant cette fraction de seconde, la puissance mise en jeu dans un seul trou de mine se compte en gigawatts, c'est-à-dire qu'elle est du même ordre de grandeur que celle d'une unité courante de centrale nucléaire. Une part de cette énergie (moins de 10 % en

général) est portée par l'onde de choc et dissipée dans l'espace entier.

Si la détonation a lieu en plein air, le reste de l'énergie se dissipe en rayonnements et en chaleur. Par contre, si la détonation a lieu dans un espace limité, cette part principale de l'énergie est transformée en pression par la compression des gaz émis par la réaction. Cette pression, compte tenu du volume des gaz dégagés et de l'élévation de température, peut atteindre plusieurs milliers de mégapascals.

On conçoit donc que le travail de l'explosif superpose deux actions successives :

- un effet brisant quasi instantané qui « casse » le rocher ;
- un effet soufflant qui agit quelques millisecondes plus tard et qui expulse les fragments de rocher brisés par l'onde de choc. Au cours de ce « souffle », les gaz brûlés sont expulsés à une très grande vitesse (1 000 m/s) dans la même direction que l'onde de choc et à sa suite.

On comprend également tout l'intérêt qu'il y a à bourrer convenablement les trous pour réduire le volume offert aux gaz et augmenter leur pression.

Pour des raisons pratiques, on emploie le plus souvent les explosifs sous forme linéaire, c'est-à-dire répartis sur la longueur des trous que l'on fore. On préfère généralement amorcer la détonation à partir du fond du trou pour éviter d'endommager prématurément le bourrage à l'orifice du trou et contribuer ainsi à maintenir la pression des gaz, donc augmenter le rendement.

Si l'on examine l'effet de l'explosion d'une charge linéaire isolée sur le rocher environnant, on constate la formation de 3 zones à peu près concentriques (figure 25a) :

- une zone broyée ;
- une zone fracturée de fissures radiales de longueur de l'ordre du mètre ;
- une zone seulement ébranlée.

Lorsque l'on dispose deux charges linéaires (figure 25b) parallèlement à une distance inférieure à l'épaisseur de la zone fracturée, il y a superposition des effets des explosions et meilleure fragmentation du rocher dans la zone de recouvrement. Ce phénomène peut être encore amélioré s'il y a un décalage dans le temps (quelques millisecondes) entre les explosions. C'est le rôle des détonateurs à microretard.

Si la charge linéaire est disposée perpendiculairement à la surface libre du massif rocheux (figure 26), il se produira une sorte de « cratère » de forme conique dont l'angle au sommet augmente avec la quantité d'explosif et sa puissance.

Si la charge est inclinée par rapport à la surface ou s'il existe une seconde surface libre parallèle au trou de mine, l'explosif travaille de façon dissymétrique ; la masse de roche arrachée du côté de la surface de dégagement est plus importante et le rendement est généralement meilleur.

5.2.1.2 Plan de tir

Dans le cas de l'abattage d'une volée de galerie, la surface libre de la roche est le front de taille vertical (ou subvertical). Pour bénéficier d'un rendement optimal, compte tenu de ce qui précède, il est donc souhaitable de créer, dans un premier temps, une cavité grossièrement conique ou cylindrique à axe horizontal dont les parois joueront ensuite le rôle de surface de dégagement pour les charges qui exploseront ultérieurement (figure 27).

Cette triple définition :

- de la manière de réaliser cette première cavité que l'on appelle le « bouchon » ;
- de la disposition des trous autour du bouchon ;
- des délais à respecter entre l'explosion des différentes charges du bouchon et de la périphérie (retards et microretards) ;

constitue ce que l'on est convenu d'appeler le plan de tir.

On peut également y ajouter l'implantation et l'ordre de tir des trous périphériques qui conditionnent le découpage plus ou moins précis des parois.

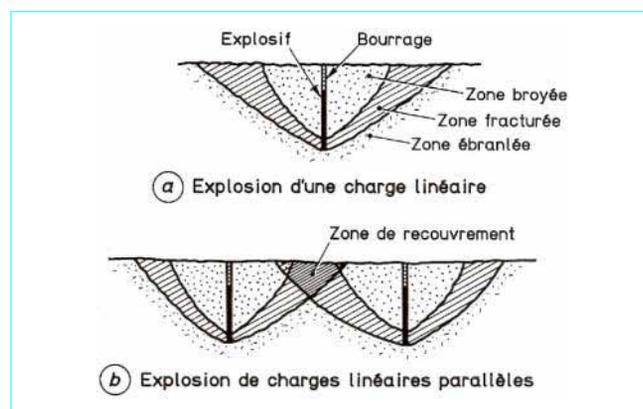


Figure 25 - Explosifs. Charges linéaires

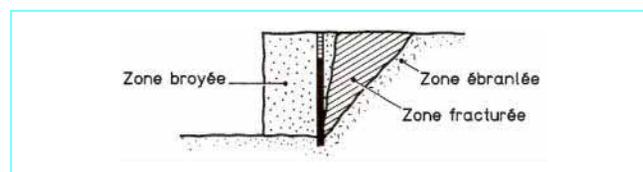


Figure 26 - Explosifs. Charge parallèle à une surface libre

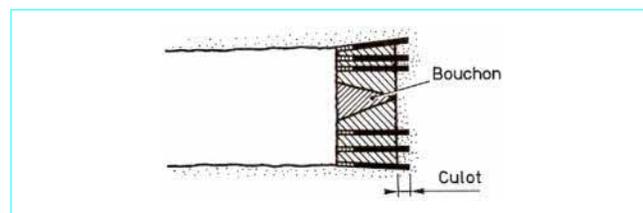


Figure 27 - Mécanisme de l'abattage à l'explosif en souterrain

La détermination précise du plan de tir doit être constamment adaptée à la nature souvent changeante de la roche, et notamment à l'orientation des stratifications. Le but est en général de réaliser les volées les plus longues possible sans trop ébranler la roche à la périphérie de la galerie, avec une consommation d'explosif aussi faible que possible et une fragmentation de la roche assez régulière.

Il faut aussi veiller à obtenir un « culot » (différence entre la longueur des trous et la longueur réelle de roche dégagée) aussi faible que possible.

La longueur optimale de la volée dépend de la section de la galerie et de la qualité de la roche.

Il existe plusieurs types de **bouchons** suivant que les trous sont inclinés ou parallèles et suivant qu'ils sont ou non tous chargés (cf. article *Utilisation des explosifs dans le génie civil* [C 5 360] dans ce traité) :

- le bouchon le plus classique est le bouchon à trous symétriquement inclinés (en dièdre ou en pyramide). Tous les trous sont très fortement chargés. Ce type de bouchon convient bien aux roches dures et homogènes ;

— le bouchon en éventail comporte un très grand nombre de trous. Il peut être adapté aux stratifications de la roche mais la perforation des trous est plus difficile ;

— le bouchon canadien (ou *burn-cut*) ne comporte que des trous parallèles rapprochés les uns des autres et dont le nombre peut varier de 4 à 9. Parfois, certains trous, de plus gros diamètre, ne sont pas chargés pour servir de surface libre vis-à-vis des premières charges.

Le bouchon canadien nécessite un peu plus de trous et d'explosif que le bouchon classique, mais il s'adapte mieux à la mécanisation du chantier. Il nécessite une grande précision dans la perforation, mais à cette condition, c'est la seule méthode qui permette des volées de grande longueur.

Les progrès réalisés dans la fabrication des détonateurs à micro-retards (25, 30 ou 50 millisecondes) qui peuvent compter jusqu'à 18 numéros de retards successifs permettent d'améliorer le rendement de ce type de bouchon en tirant pratiquement un par un tous les trous du bouchon. Au-delà, les retards sont espacés de demi-seconde en demi-seconde.

Les **trous autres que ceux du bouchon** sont, en général, régulièrement espacés et leur écartement dépend de la réaction de la roche à l'explosif et du degré de fragmentation que l'on désire obtenir.

Le long du contour de l'excavation, on resserre en général les trous pour améliorer le découpage. On peut ainsi pratiquer soit le prédécoupage, soit le « découpage soigné ». Dans les deux cas, les trous sont écartés de 30 à 40 cm et les charges y sont réduites (demi-cartouches, cordeau détonant, charge d'un trou sur deux seulement...). Le prédécoupage se distingue essentiellement par le fait que l'on modifie l'ordre de mise à feu traditionnel en tirant successivement : le bouchon, les charges du contour et en dernier lieu les charges intermédiaires (cf. article *Utilisation des explosifs dans le génie civil* [C 5 360] de ce traité).

La qualité du résultat dépend de la précision de foration des trous et de la fracturation de la roche.

Le nombre total de trous dépend finalement de la section du type de bouchon, du découpage et de la nature de la roche. Rapporté à l'unité de surface du front, il décroît avec la section et peut varier de 3 à 1 environ par mètre carré.

5.2.1.3 Choix de l'explosif

Les explosifs les plus couramment utilisés en matière de souterrain sont les explosifs classiques de la famille des dynamites :

- gomme A, la plus puissante et la plus résistante à l'eau souvent utilisée dans le bouchon ;
- gomme BAM, dans les trous intermédiaires ;
- Sofranex et Tolamite dans les trous de la couronne, ainsi que la Dynalite R ou la gomme L par ordre décroissant de puissance.

On utilise cependant quelquefois également les explosifs nitrés qui se présentent sous forme de poudres. On les appelle aussi poudres de sûreté parce qu'ils sont moins sensibles aux chocs que les dynamites, mais beaucoup plus sensibles à l'eau et généralement moins puissants. Ils conviennent dans les roches mi-dures.

La Sévranite, explosif au perchlorate, très puissante et très brisante (analogue à BAM), a donné de bons résultats mais nécessite une aération renforcée du chantier.

Enfin, l'oxygène liquide, également puissant et brisant, n'est utilisé que dans les mines de fer. Les cartouches sont d'une durée de vie très limitée et d'un maniement délicat.

Les explosifs AN/FO au nitrate fuel ne peuvent être employés en souterrain à cause de leur fluidité qui ne permet de les utiliser que dans des trous verticaux ou très inclinés et hors d'eau.

5.2.1.4 Forage des trous

C'est en 1861 que Sommeiller mit en service pour la première fois des perforatrices mécaniques à air comprimé lors du percement du tunnel ferroviaire du Fréjus.

Comme dans l'ancienne méthode manuelle de la barre à mine et de la masse, l'outil qui est solidaire du piston agit par percussion. Au tunnel du Simplon (1899), on a commencé à utiliser un fleuret rotatif fortement poussé contre la roche.

Au tunnel du Loetschberg (1906), le marteau perforateur dans lequel le fleuret est indépendant du piston a permis d'alléger considérablement le matériel.

On emploie maintenant concurremment des marteaux perforateurs et des perforatrices rotatives à forte poussée. Celles-ci présentent l'avantage de réduire considérablement le bruit mais ne peuvent être utilisées dans les roches très dures. Les marteaux perforateurs sont actionnés à l'air comprimé ou hydrauliquement. Les perforatrices rotatives sont à commande hydraulique.

Dans les deux types de matériel, il existe toute une gamme d'appareils légers, moyens ou lourds qui permettent de forer des trous de diamètres croissants (35 à 64 mm en général) jusqu'à plus de 150 mm pour le forage des trous de dégagement des bouchons canadiens.

La masse des marteaux perforateurs varie de 15 à 100 kg. Ils peuvent être à commande électrique.

On utilise des fleurets à mises au carbure du tungstène à taillants simples ou cruciformes.

Dans le cas de perforatrices rotatives, on utilise généralement des barres de forage de 32 mm de diamètre avec des taillants comportant deux crêtes opposées pour éviter la réaction latérale (figure 28).

La vitesse instantanée de perforation dépend de nombreux facteurs et peut varier de 0,50 m/min pour les marteaux légers à 1 ou 2 m/min pour les marteaux lourds ou les perforatrices rotatives en terrain tendre.

Les perforateurs doivent être portés par un affût ou un engin porteur plus important suivant la taille de l'appareil et le degré de mécanisation du chantier. Il peut s'agir :

- soit d'un simple affût pousoir dans le cas d'un marteau léger unique et d'un chantier peu mécanisé (figure 29) ;
- soit de bras télescopiques placés sur un véhicule porteur spécial que l'on appelle jumbo, dans le cas de marteaux ou perforatrices lourds et de chantier important (figure 30).

Les bras télescopiques sont mus hydrauliquement et permettent de placer la perforatrice dans toute position nécessitée par le forage des différents trous du plan de tir (emplacement et orientation) et de résister aux efforts et aux vibrations transmis (poids et poussées).

Les jumbos sont des châssis mobiles portant plusieurs bras (2 à 6) et pouvant se déplacer soit sur pneus, soit sur des chenilles, soit sur rails. Ils peuvent être compacts ou en forme de portique.

Les nouvelles générations de jumbos sont équipées d'automates qui assurent le positionnement précis des bras de perforation en coordonnées de départ en direction pour un strict respect du plan de tir. De même, le forage de chaque trou s'arrête de façon que tous les fonds de trous soient situés dans un même plan. Ce matériel correspond à un progrès considérable du triple point de vue :

- de la précision du découpage ;
- de la planéité du front ;
- du raccourcissement de la durée du cycle de forage.

5.2.1.5 Chargement et tir

Le chargement de la volée est l'opération qui consiste à placer les charges explosives dans les trous et à préparer la mise à feu.

L'explosif est conditionné sous forme de cartouches cylindriques d'un diamètre approprié à celui des trous (30 mm pour 35 par exemple).

Après nettoyage des trous, les cartouches sont introduites successivement et mises en place à l'aide de bourroirs en bois. L'une des cartouches, dite cartouche-armorce génère l'onde explosive qui provoquera l'explosion des autres cartouches. Elle est généralement

placée en fond de trou et est elle-même allumée par un détonateur (habituellement électrique).

On complète le chargement d'un trou par le bourrage qui consiste à placer en tête du trou une cartouche en argile ou en sable de mêmes dimensions que les autres et soigneusement tassée pour empêcher la sortie des gaz au moment de l'explosion.

La quantité d'explosif utilisée dépend très largement de la section de la galerie et de la nature de la roche. À quantité de roche égale, la quantité rapportée en m³ excavé décroît quand la section augmente. Elle varie généralement de 1 à 3 kg par m³ en place.

L'ensemble des détonateurs est ensuite relié électriquement au générateur de courant (l'exploseur) par un réseau de fils convenablement isolés et de diamètre approprié (6/10 mm en général). La puissance de l'exploseur doit être déterminée en fonction du nombre des détonateurs.

Un plan de tir bien étudié et une bonne adaptation de la longueur de la volée peuvent permettre de faire des économies sur la consommation d'explosif.

L'utilisation, le transport et le stockage des explosifs sont strictement réglementés. Le règlement intérieur de l'entreprise doit préciser, dans le cadre de la législation, les conditions de contrôle de l'emploi des explosifs et définir le rôle des chefs de chantier et des préposés aux tirs.

Après le tir, il y a lieu de procéder à l'évacuation des fumées par la mise en œuvre d'un dispositif de ventilation approprié. Suivant la section et la longueur de la galerie, cette évacuation peut demander de 10 à 30 min. L'opération suivante consiste alors à ramasser les déblais (marinage) et à les évacuer. Simultanément, on procédera également à la purge qui consiste à provoquer la chute des blocs de rochers restés en parements (front et parois de la galerie) et déstabilisés par l'explosion. Cette opération délicate est très importante pour la sécurité et doit être réalisée par des mineurs expérimentés. Dans les tunnels de grande section, elle peut être faite à l'aide d'engins mécaniques (bras équipés de marteaux) qui permettent de réduire les risques.

5.2.2 Creusement mécanisé

Le découpage ou l'excavation des galeries souterraines sans emploi d'explosif est une préoccupation ancienne des exploitants de mines aussi bien que des entrepreneurs. Cette recherche s'explique sans doute par le souci de réduire certains inconvénients du travail à l'explosif et notamment :

- les risques d'accidents ;
- l'ébranlement de la roche autour de la cavité ;
- les hors-profil ;

— les coûts supplémentaires qui en résultent en matière de soutènement et de revêtement.

Elle a également pour origine la raréfaction des équipes très spécialisées de mineurs dont le recrutement est la condition du succès du travail à l'explosif. Dans cet esprit, le creusement mécanique permet également une organisation plus continue du travail et une plus grande indépendance de l'avancement par rapport à la durée élémentaire du poste de travail de 8 h.

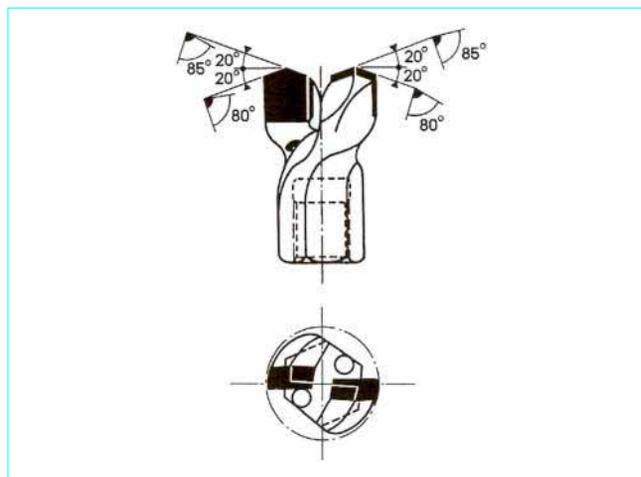


Figure 28 – Taillants pour perforatrice rotative

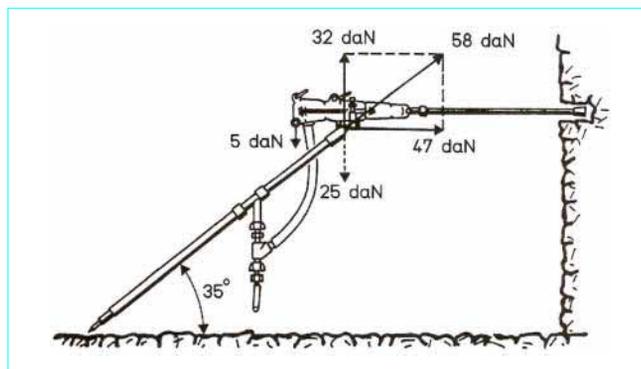


Figure 29 – Affût béquille-poussoir pour marteau léger

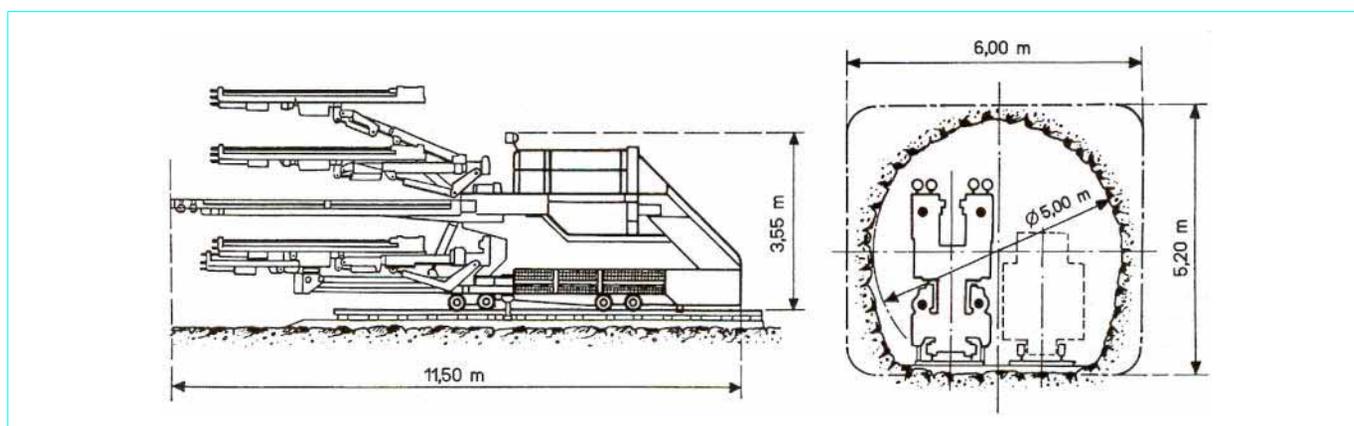


Figure 30 – Type de jumbo compact à 4 bras

Le développement considérable de la technique des tunneliers au cours des dernières années nous a paru justifier un article spécifique de ce traité auquel on voudra bien se reporter.

On notera seulement ici que les matériels les plus récents permettent de traiter des cas de plus en plus variés dans des conditions de sécurité et de rapidité de plus en plus performantes.

5.2.3 Autres méthodes de creusement

Nous signalons seulement, pour mémoire, quelques méthodes « futuristes » de creusement qui ont fait l'objet d'essais de laboratoire ou même de quelques applications industrielles et qui reposent sur des principes assez différents de l'explosif ou de l'excavation mécanique.

■ La **percussion lourde** consiste à lancer sur le front de taille un projectile dont l'impact provoque la fissuration et l'éclatement de la roche. Le Bureau of Mines des USA a fait procéder à des expériences intéressantes dans cette voie en utilisant un canon de 105 mm à 15 m du front et des projectiles en béton d'environ 5 kg percutant le front à la vitesse de 1 500 m/s. La fissuration dans le granit intéresse une profondeur de 30 à 50 cm et il faut 8 coups pour permettre de progresser de 30 cm sur un front de 15 m².

■ Le **jet hydraulique** à haute pression (*jet cutting*) consiste à réaliser des saignées dans la roche à l'aide d'un jet d'eau concentré à faible débit, mais à très forte pression.

Ainsi, en Allemagne, avec une buse de Ø 0,5 mm, un débit de 18 L/min et une pression de 3 800 bar, on a réalisé dans le granit des saignées de 6 mm de profondeur à la vitesse de 10 cm/s.

En combinant, sur une machine à attaque globale, l'action des outils et celle d'un nombre équivalent de buses à haute pression de ce type, on peut réduire la poussée utile sur les outils d'environ 50 % à rendement égal.

■ La **vibration** a été également expérimentée et appliquée aux molettes d'un tunnelier. Les résultats sont assez encourageants, mais l'usage de telles machines risque d'être très rapide.

■ Le **gradient thermique et la fusion**. L'action de la chaleur est plutôt réservée aux forages de petits diamètres, en raison de son très faible rendement énergétique.

D'une façon générale, si l'on compare les bilans énergétiques de ces différentes méthodes, on vérifie que les méthodes les plus économes sont celles dans lesquelles le matériau est découpé en morceaux aussi gros que possible. De ce point de vue, l'abattage mécanique exige globalement deux fois plus d'énergie que l'explosif. Mais d'autres critères interviennent de façon décisive en faveur de la mécanisation !

L'avenir est probablement la combinaison de méthodes classiques et de certaines de ces méthodes utilisées à dose homéopathique pour tendre à limiter la fragmentation de la roche.

5.2.4 Choix d'une méthode de creusement

Comment choisir une méthode de creusement ? Dans quels cas le creusement mécanisé est-il préférable au creusement à l'explosif ?

À ces questions, il est difficile d'apporter une réponse rigoureuse dans tous les cas. Les critères du choix sont nombreux et leur importance relative varie à tel point que la bonne réponse peut être différente suivant l'entreprise chargée des travaux.

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.

Il est des cas où, de toute évidence, certaines méthodes sont exclues. Ainsi on n'utilisera pas l'explosif dans un terrain déjà très désagrégé. De même, à l'intérieur des méthodes mécanisées, tel type

de machine qui convient pour le creusement au rocher sera totalement inopérant dans un terrain peu cohérent ou meuble. À ce propos, on peut affirmer que l'une des caractéristiques essentielles des méthodes de creusement mécanisé réside dans leur spécificité. Cette spécificité permet de réaliser, lorsque les conditions optimales sont réunies, des performances incomparables, mais elle peut conduire, lorsque les conditions changent, à des contre-performances ou à des échecs non moins spectaculaires si la conception de la machine n'en a pas tenu compte. À l'heure actuelle, presque toutes les natures de terrains sont justiciables de la mécanisation. On conçoit cependant l'importance d'une reconnaissance préalable détaillée pour définir les principales caractéristiques du terrain et détecter les hétérogénéités éventuelles. Il est également important de savoir interpréter ces caractéristiques pour définir le type de machine à utiliser (voir à ce sujet les Recommandations du GT n° 4 de l'AFTES). On peut dégager quelques orientations générales.

Les **méthodes à l'explosif** sont utilisables dans toutes les natures de roches, à l'exception bien évidemment des sols meubles ou peu cohérents. Les principes de ces méthodes et les types de matériel utilisés ne varient pas fondamentalement en fonction des terrains.

Les **méthodes mécanisées** peuvent être également utilisées dans presque toutes les natures de terrain à condition qu'ils soient relativement homogènes. Les caractéristiques des matériels varient considérablement en fonction des terrains.

Comme les deux types de méthodes ont des domaines d'application qui se recouvrent très largement, le problème du choix se pose généralement en ces termes :

— quels sont les critères, autres que les critères propres à la nature même du terrain, qui militent en faveur de l'une ou l'autre des grandes familles de méthodes ?

— si le choix doit se porter plutôt sur une méthode mécanisée, quelles sont les caractéristiques principales de la machine ?

— dans tous les cas, l'attaque doit-elle se faire en pleine section ou en sections divisées successives ?

■ Pour répondre à la première question, il faut surtout examiner les contraintes dues à l'environnement (limitation éventuelle de l'emploi d'explosif), les aspects économiques (possibilité d'amortissement du matériel sur un volume d'ouvrage suffisant, gain sur le soutènement et le revêtement), les aspects contractuels (en matière de délai, la mécanisation qui permet souvent des avancements plus rapides nécessite en contrepartie des délais d'approvisionnement du matériel souvent importants).

■ La réponse à la deuxième question suppose une connaissance approfondie des caractéristiques mécaniques du terrain. On devra en déduire successivement :

● le type général de la machine (attaque ponctuelle, dans le cas des terrains tendres mais cohérents, ou attaque globale qui impose une section circulaire) ;

● le type de la tête de coupe :

— tête en étoile ou bouclier à attaque ponctuelle pour les terrains tendres mais cohérents,

— plateau à ouvertures radiales pour les terrains incohérents,

— tête de forage à ouvertures périphériques pour les roches dures ou moyennes ;

● le type des outils de coupe :

— couteaux dans les sols,

— pics à crayons pour les roches mi-dures (machines ponctuelles),

— molettes à disques pour les roches dures ou très dures,

— disques à billes de carbure pour les roches très abrasives ;

● le type d'appui arrière :

— patins radiaux dans les roches dures ou mi-dures,

— vérins longitudinaux prenant appui sur un revêtement en vau-soirs dans les sols meubles ou peu cohérents ;

- le type de confinement éventuel du front :
 - bentonite ou air comprimé en cas de terrain instable,
 - confinement pâteux dans le cas des terrains hétérogènes ;
- le type de dispositif de mise en place du soutènement adapté au soutènement choisi.

■ La question de l'attaque éventuelle en section divisée est liée à la fois à la tenue du terrain et au mode de creusement adopté.

Lorsque les caractéristiques mécaniques du terrain sont telles que la stabilité des parois et du front ne peut être assurée si l'on procède en une seule fois à l'abattage de toute la section et que l'on ne souhaite ou ne puisse utiliser le bouclier, on adoptera généralement le creusement en section divisée (figure 31).

La méthode la plus courante consiste à creuser d'abord une galerie de tête de petite section en clé de voûte de la section définitive (figure 32a), puis à procéder aux abattages latéraux (figure 32b) et à la mise en place éventuelle du revêtement définitif, puis au creusement du stross (cunette inférieure centrale, partie 7 de la figure 31) et enfin des piédroits. On peut ainsi mettre en place le soutènement et parfois même le revêtement définitif par éléments successifs (figure 33) au fur et à mesure du creusement en limitant la décompression du terrain. Le creusement peut être réalisé suivant les cas à l'explosif, à la machine ponctuelle ou chargeur, ou même à la main. La division de la section s'impose également pour les souterrains de très grande section (> 80 m²) quel que soit le terrain et notamment dans le cas des grandes cavernes (usines hydroélectriques souterraines).

Un autre cas, très différent et à vrai dire assez rare, de creusement en sections divisées successives, est celui des roches très résistantes excavées au tunnelier et dans lesquelles on procède d'abord au creusement d'une galerie centrale circulaire de décompression pour faciliter le creusement de la section définitive à l'aide d'un deuxième tunnelier travaillant en alésage (figure 34).

5.2.5 Marinage des déblais

On appelle marinage l'opération qui consiste à collecter les déblais et à les évacuer à l'extérieur.

Le mode de marinage dépend de la consistance des déblais, c'est-à-dire à la fois des caractéristiques du terrain et de son mode d'excavation. Il dépend aussi de la section et de la longueur du tunnel, et de l'organisation générale du chantier.

L'opération de marinage peut être décomposée en : chargement, transport, déchargement.

5.2.5.1 Mode de ramassage et de chargement

Il dépend essentiellement de la méthode d'excavation adoptée.

■ En cas d'**excavation à l'explosif**, le ramassage et le chargement sont effectués à l'aide d'une pelle ou d'une chargeuse mécanique. Il existe de très nombreux types de chargeuses spécialisées dans les travaux souterrains.

Les **chargeuses sur rails** pouvaient être, soit à catapulte (type EIMCO, figure 35), soit à couloir oscillant (type Conway, figure 36), soit à bras de ramassage et couloir blindé (type Hägglunds, figure 37).

La source d'énergie de ces machines était l'air comprimé ou l'électricité. Elles sont actuellement peu utilisées et réservées aux galeries de petite section (< 15 m²) en attaque horizontale ou dont la pente est inférieure à 2 %.

On leur préfère très souvent les **chargeuses sur pneus** type charge et roule à moteur Diesel ou électrique (figure 38, type Atlas Copco, EIMCO, JCI...), à cause de leur plus grande maniabilité. Il faut également prévoir, si la galerie est longue et pour éviter la multiplication du nombre de ces engins, un poste intermédiaire de déchargement des déblais à une centaine de mètres du front, d'où le chargement dans les véhicules de transport pourra être effectué

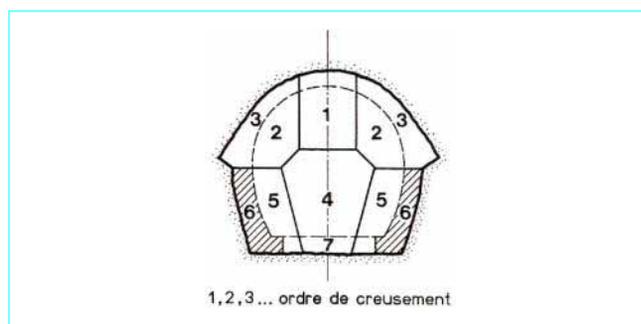


Figure 31 – Creusement en section divisée

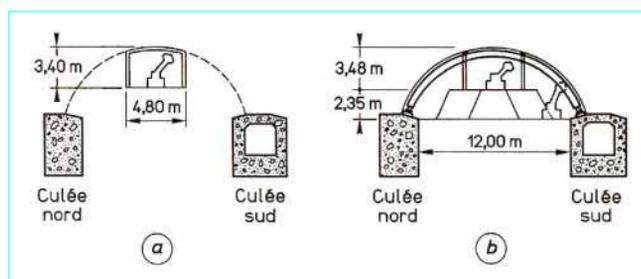


Figure 32 – Creusement de la galerie de tête, abattage et stross

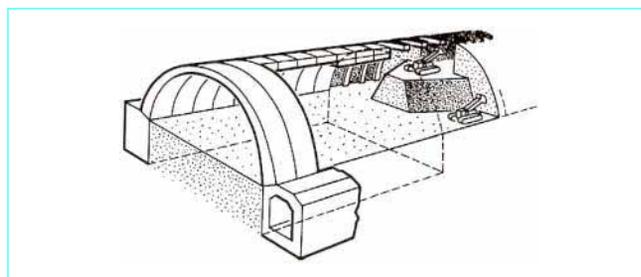


Figure 33 – Creusement des galeries de piédroits, voûte et stross

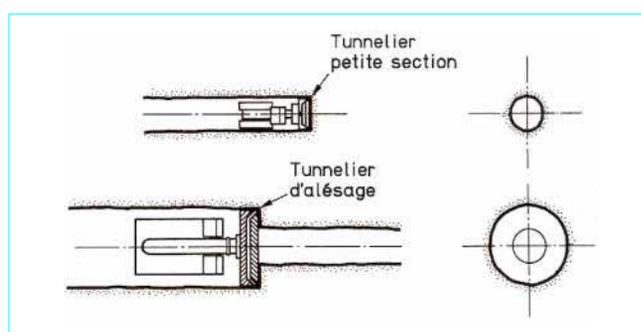


Figure 34 – Excavation au tunnelier par galerie pilote et alésage

par le même matériel pendant la phase de préparation du tir. Les différents modèles sont équipés de godets dont la capacité peut varier de 750 L à une dizaine de mètres cubes.

Le développement de l'utilisation des moteurs Diesel en souterrain a été rendu possible par une conjonction d'éléments favorables résultant des progrès réalisés à la fois dans la ventilation des chantiers, la conception des moteurs, l'épuration des gaz (épurateurs

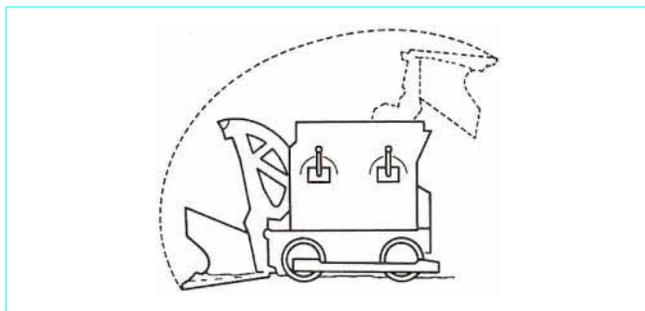


Figure 35 – Chargeuse « catapulte »

à catalyse ou laveurs-absorbeurs) et l'utilisation de carburants spéciaux désulfurés. L'électricité, avec alimentation par câble enrouleur ou à l'aide de batteries, reste néanmoins très largement utilisée. De plus ces engins peuvent être télécommandés.

On utilise aussi, dans les petites galeries, des chargeuses sur chenilles (type Joy ou Anderson, figure 39) dont le mode de fonctionnement est analogue à celui du dispositif qui équipe les machines à attaque ponctuelle (pincés de crabe ou chaînes à raclettes). Elles sont souvent électriques ou à air comprimé.

Dans les galeries de plus grandes dimensions, on utilise des pelles ou chargeuses à godets sur chenilles dont les caractéristiques sont analogues à celles des chargeuses utilisées à l'air libre.

Enfin, il faut faire une mention particulière pour la pelle électrique Broyt qui se déplace en prenant appui sur le godet, par action des vérins de la flèche, les roues avant étant constituées d'un large tambour cranté qui leur donne une capacité d'appui supérieure à celle des pelles classiques. Le modèle le plus récent peut fonctionner indifféremment en Diesel ou électrique. C'est une pelle de ce type (godet de 2,5 m³) qui équipa le chantier de construction du tunnel routier du Fréjus à Modane.

■ En cas d'**excavation mécanique**, le système de chargement des déblais fait partie de la machine elle-même. Dans les machines à attaque ponctuelle, il s'agit en général d'un tablier de ramassage (à pincés de crabe ou à chaînes) alimentant un tapis qui charge les véhicules de transport en arrière de la machine.

Dans les machines à attaque globale, les déblais sont évacués par un tapis vers l'arrière, soit directement (tunneliers à front ouvert), soit par l'intermédiaire d'un transporteur à vis (tunneliers à confinement pâteux).

Le cas des tunneliers à confinement hydraulique (boue) est différent puisque l'évacuation des déblais se fait également de façon hydraulique, par pompage de boue chargée, depuis le front du tunnelier jusqu'à la station de séparation généralement située à l'air libre.

5.2.5.2 Transport des déblais et leur déchargement

On peut distinguer deux modes principaux de transport selon que l'on utilise du matériel sur rails ou sur pneus.

■ Transport sur rail

Il est encore largement utilisé. L'écartement de la voie est de 0,60 m, 0,75 m ou 1,00 m suivant la largeur de la galerie et le volume des déblais à transporter. Pour des raisons de stabilité, la largeur des wagons n'est pas supérieure à 2,20 fois l'écartement de la voie. Les caisses des wagons sont en acier. Dans le cas où les déblais extraits contiennent une forte proportion d'eau, on utilise des wagons à caisse étanche pour éviter la salissure du chantier.

Les caractéristiques des locotracteurs se déduisent du calcul de la force de traction nécessaire qui est elle-même directement fonction du poids des berlines pleines, de leur nombre, de leur coefficient de traction (rapport entre l'effort de traction et le poids), de la pente de la voie et de l'accélération souhaitée au démarrage. Suivant la pente de la voie, il peut être nécessaire d'équiper les berlines elles-mêmes d'un dispositif de freinage.

À titre d'exemple, dans le cas du tunnel sous la Manche, les trains de déblais étaient composés, pour les tunnels ferroviaires, d'une douzaine de berlines de 14,5 m³ chacune. Ils étaient tractés par des locotracteurs électriques mixtes de 415 ch alimentés par caténaire (en dehors des zones de chantier en activité) et par batteries. La vitesse moyenne pratique observée a été de 8 à 9 km/h. Des drains spéciales étaient affectées au transport du personnel : il s'agissait de tracteurs Diesel de 54 à 65 ch.

L'utilisation d'un système de transport sur rail nécessite certains **équipements auxiliaires** destinés à faciliter le chargement et le déchargement et à éviter notamment la manœuvre individuelle des berlines pour chaque opération.

On n'utilise plus qu'exceptionnellement les dispositifs tels que le ripeur ou le *cherry picker* qui permettaient d'effacer les wagons soit sur le côté, soit verticalement, car ils supposaient des manœuvres longues et délicates et nécessitaient bien souvent un élargissement local de la galerie.

Le remplissage des bennes se fait plus volontiers au moyen d'un tapis transporteur de la longueur d'une rame qui est, soit porté par un portique enjambant le convoi ou par l'un des éléments du train suiveur dans le cas d'un tunnelier, soit suspendu à la voûte de la galerie.

Dans les galeries de petites dimensions, on peut également utiliser le système des « wagons accumulateurs » [type Hågglunds (figure 40) ou Salzgitter] qui comportent une série de wagons articulés entre eux et formant un volume continu d'une douzaine de m³ sur 12 m de longueur. Le fond en est équipé de chaînes à raclettes qui entraînent les déblais vers l'extrémité la plus éloignée du front au fur et à mesure que le chargement se poursuit à l'autre extrémité. De la même façon, les déblais peuvent ainsi être vidés à l'emplacement de la décharge.

Le déchargement des trains se fait généralement par basculement latéral en évitant le basculement du châssis qui doit être fixé aux rails pendant l'opération. On utilise des vérins hydrauliques ou pneumatiques, à poste fixe ou déplaçables.

Dans le cas du tunnel sous la Manche, on utilisait des culbuteurs à rotation totale qui permettaient d'assurer la vidange complète des bennes malgré les caractéristiques des matériaux (boue épaisse).

■ Transport sur pneus

Dans le cas où le tunnel présente une dimension suffisante (par exemple supérieure à 50 m²), il est parfois possible de faire appel à du matériel roulant sur pneumatiques pour le transport des déblais (cf. article *Terrassements. Matériels et exécution* [C 5 360] dans ce traité).

À considérer toutefois, en cas de terrain meuble, ou facilement ameublissable, la nécessité de la construction d'un radier bétonné provisoire pour assurer la circulation correcte des dumpers (tombereaux automoteurs) ou des loaders (pelleteuses).

5.2.6 Ventilation du chantier

La ventilation artificielle s'impose presque toujours en galerie, car la ventilation naturelle est en général inefficace et toujours difficilement contrôlable.

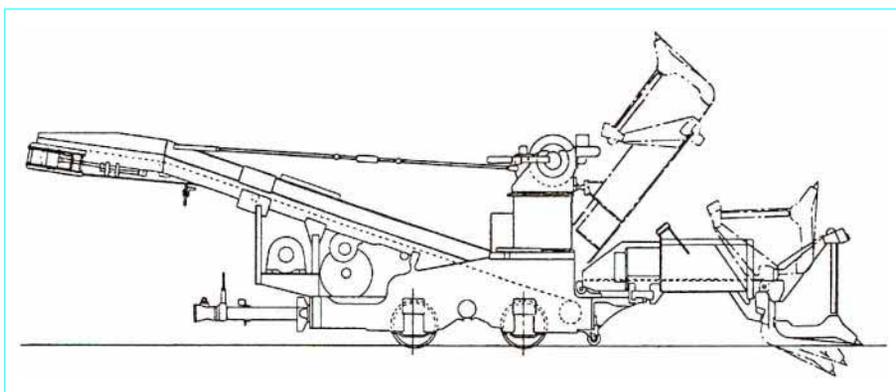


Figure 36 – Chargeuse à couloir oscillant et tapis arrière

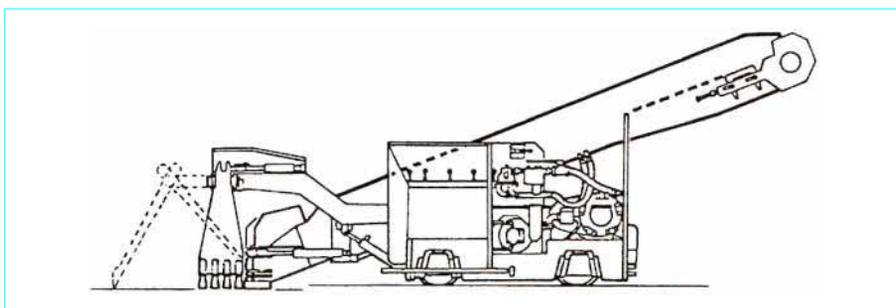


Figure 37 – Chargeuse à bras de ramassage et couloir blindé

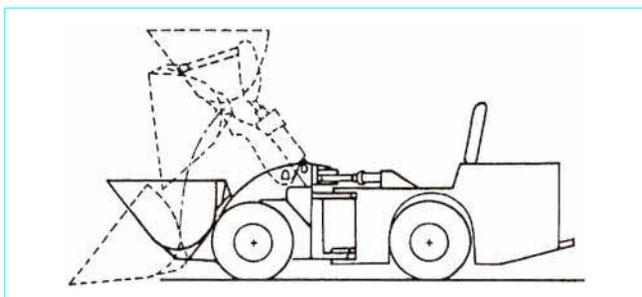


Figure 38 – Chargeuse sur pneus, type « charge et roule »

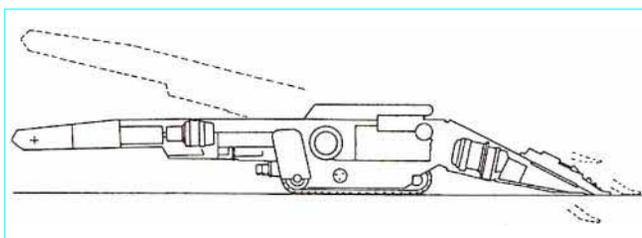


Figure 39 – Chargeuse sur chenilles, pinces de homard

L'atmosphère des chantiers est en effet polluée :

- par les gaz nocifs, dégagés par :
 - le tir aux explosifs,
 - les moteurs à combustion (surtout les moteurs Diesel, les moteurs à essence devant être évités autant que possible),
 - la respiration du personnel, en fait pratiquement négligeable devant les autres facteurs ;

— par les poussières (surtout les poussières de silice existant toujours en proportion plus ou moins dangereuse) qui proviennent :

- du tir aux explosifs,
- du marinage (travail des pelles),
- de la perforation.

5.2.6.1 Bouchon de fumées dû à l'explosif. Gaz nocifs

Le bouchon contient de l'oxyde de carbone CO, du gaz carbonique et des oxydes d'azote. Bien que ces derniers soient très dangereux, même à très faible dose, on admet (surtout lorsque l'on utilise la ventilation par aspiration, mode de ventilation qui est d'ailleurs maintenant obligatoire immédiatement après le tir) que la réduction à 1/10 000 du taux de concentration en CO supprime du même coup les dangers des autres gaz.

5.2.6.2 Ventilation de la zone du front de taille

Le système le plus couramment utilisé est la ventilation mixte qui consiste à combiner l'aspiration avec un soufflage simultané que l'on appelle soufflage auxiliaire. Le soufflage auxiliaire ne nécessite pas un deuxième canar sur toute la longueur de la galerie. Il s'agit généralement d'un canar très court et de faible diamètre avec un ventilateur électrique ou même un aéroventilateur, car il y a toujours de l'air comprimé au front de taille.

■ Cas où des tracteurs Diesel circulent en galerie

Si l'usure des moteurs n'est pas excessive et si les injecteurs sont bien réglés, on admet qu'il suffit d'un débit d'air de 2,1 m³ par minute et par cheval vapeur pour l'ensemble des tracteurs circulant en même temps en galerie. Dans le cas où les tracteurs Diesel circulent dans un chantier où l'excavation se fait à l'explosif, il faudra le plus souvent prévoir un débit supérieur à la norme parce que les tracteurs doivent commencer à circuler avant la fin de la période de ventilation du bouchon de fumées.



Figure 40 – Wagons accumulateurs

6. Soutènement

6.1 Classification des modes de soutènement

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 revêtement définitif.

Si l'on classe les soutènements provisoires en fonction de leur mode d'action par rapport au terrain, on peut en distinguer quatre catégories différentes :

- les soutènements agissant par **confinement** du terrain encaissant ; ce sont essentiellement :
 - le béton projeté seul,
 - le béton projeté associé à des cintres légers ;
- les soutènements agissant à la fois par **confinement** et comme **armature** du terrain encaissant ; il s'agit du boulonnage sous 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 ;
- les soutènements agissant par **supportage** :
 - cintres lourds,
 - cintres légers,
 - plaques métalliques assemblées,
 - voussoirs en béton,
 - tubes préforés (voûte parapluie),
 - boucliers ;
- les soutènements agissant par **consolidation** du terrain et modification de ses caractéristiques géotechniques ou hydrologiques :
 - injections de consolidation,
 - air comprimé,
 - congélation.

L'action de supportage se distingue de l'action de confinement par une plus forte résistance relative des éléments de soutènement qui, en limitant l'amplitude des déformations de l'un et de l'autre, privilégie la résistance du soutènement par rapport aux capacités de résistances propres du terrain.

Au contraire, dans l'action de confinement, la résistance du soutènement est faible et le terrain joue le rôle essentiel ; le rôle du soutènement se limite à développer le long des parois une contrainte radiale de confinement généralement faible, mais susceptible d'accroître fortement la résistance tangentielle du terrain et de permettre la formation des voûtes de décharge.

La classification qui précède doit être considérée comme une approche théorique exprimant le mode d'action habituellement prépondérant pour chaque type de soutènement. Ce mode d'action peut varier sensiblement pour un même soutènement en fonction des conditions dans lesquelles il se trouve placé.

Plusieurs types de soutènement peuvent être utilisés simultanément sur un même chantier. C'est ainsi que le béton projeté est souvent associé au boulonnage ou (et) aux cintres légers, que les plaques métalliques assemblées peuvent être renforcées par des cintres légers ou lourds placés à l'intérieur des anneaux et que les

boucliers ne sont généralement qu'un soutènement transitoire servant à la mise en place de plaques métalliques ou de voussoirs en béton qui prennent leur relais.

Certaines méthodes permettent de réduire la décompression du terrain encaissant, soit grâce à la mise en place anticipée du soutènement, soit en utilisant un dispositif capable d'exercer sur le terrain un effort actif dit de *recompression*. Le prédécoupage mécanique qui consiste à réaliser en extradoss à la scie-haveuse une saignée remplie de béton projeté et qui permet d'anticiper le confinement appartient à la première catégorie. De même, il est quelquefois possible de procéder à un boulonnage anticipé des parois à partir d'une galerie d'avancement de petite section (préboulonnage). Certains types de soutènement de supportage (cintres lourds ou voussoirs) peuvent être équipés de vérins provoquant une certaine recompression par expansion de l'anneau vers le terrain et relèvent ainsi de la deuxième catégorie.

Il s'agit de conditions particulières d'emploi de quelques-uns de ces procédés de soutènement.

6.2 Cintres

Les cintres peuvent être définis comme des ossatures le plus souvent métalliques en forme d'arcs ou de portiques disposés dans la section transversale de l'ouvrage et dont les membrures sont placées le long des parois où elles sont calées, soit directement, soit par l'intermédiaire d'une peau de blindage.

Il s'agit d'une structure rigide de caractère discontinu, qui n'est pas liée de façon intangible au terrain.

Suivant le rôle qu'ils assurent, les cintres peuvent être des éléments :

- de protection (contre la chute des blocs isolés sans chercher à s'opposer aux déformations d'ensemble) ;
- de soutènement (pour ralentir la convergence des parois) ;
- de renforcement, s'il s'agit de consolider un ouvrage ancien.

Du point de vue de la façon dont ils sont constitués, il existe différents modèles de cintres.

■ Les **cintres en bois** (figure 41) sont de plus en plus rarement utilisés en raison notamment du fait qu'ils nécessitent une main-d'œuvre très qualifiée pour la mise en œuvre ; ils sont réservés aux petits ouvrages ou aux ouvrages de section irrégulière.

■ Les **cintres métalliques lourds** (figure 42) constitués de profilés de forte inertie centrés ou assemblés de façon rigide sont capables d'agir comme de véritables soutènements dans la mesure où la section du souterrain n'est pas trop importante. Suivant leur mode d'assemblage, il peut s'agir de profilés simples, accouplés ou à treillis. Les profils les plus fréquemment utilisés vont du H 140 au H 260. On peut aussi classer dans cette catégorie les cintres mobiles ou télescopables que l'on déplace au fur et à mesure de l'avancement du front.

■ Les **cintres métalliques légers** et coulissants sont constitués de profilés spéciaux généralement en forme de U, dont le dispositif d'assemblage permet le coulisement contrôlé des éléments d'un même cintre les uns par rapport aux autres (figure 43). Leur capacité de portance est ainsi limitée à l'effort nécessaire pour provoquer le glissement de l'assemblage. Lorsque les efforts sont importants, la

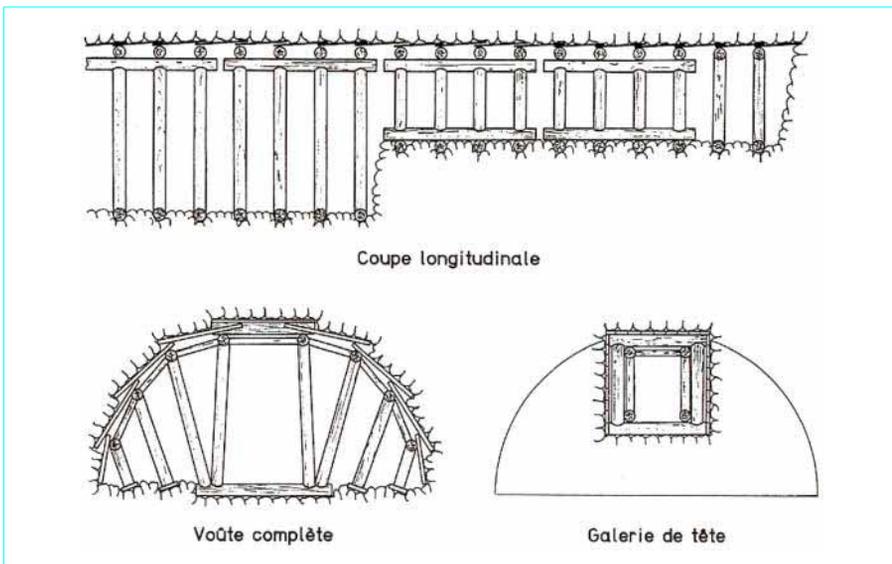


Figure 41 – Soutènement par boisage

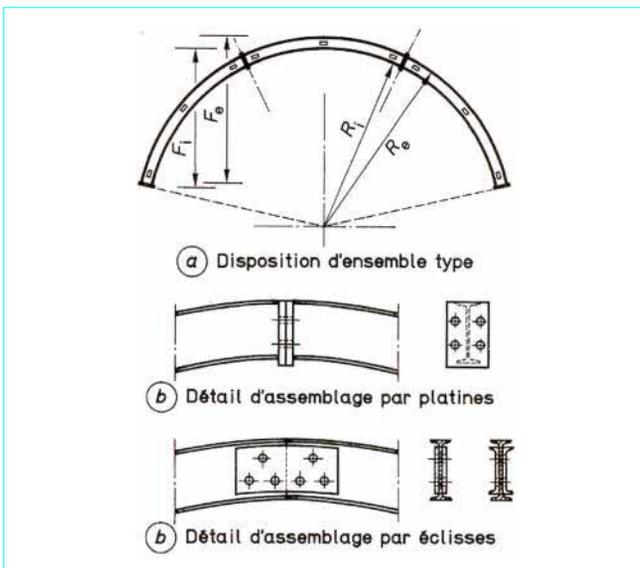


Figure 42 – Cintres en profilés simples

convergence des parois n'est pas arrêtée mais seulement freinée. Lorsque cette condition est acceptable, ces cintres sont recommandés en raison de leur facilité d'emploi. Ils peuvent être employés soit comme simples cintres de protection (contre la chute de blocs), soit comme cintres de soutènement. Dans ce cas, ils sont généralement associés à un grillage ou à un béton projeté et à un boulonnage. Ils constituent alors l'armature de renforcement du dispositif boulon/béton projeté qui permet, pour le confinement du terrain, d'assurer le soutènement d'ouvrages de grandes portées dans des conditions relativement économiques.

Les cintres coulissants existent en plusieurs sections dont la masse linéique varie de 13 à 36 kg/m.

Pour un cintre métallique de section déterminée, il existe une limite inférieure et une limite supérieure du diamètre moyen de la galerie dans laquelle le cintre est utilisable. La limite inférieure correspond

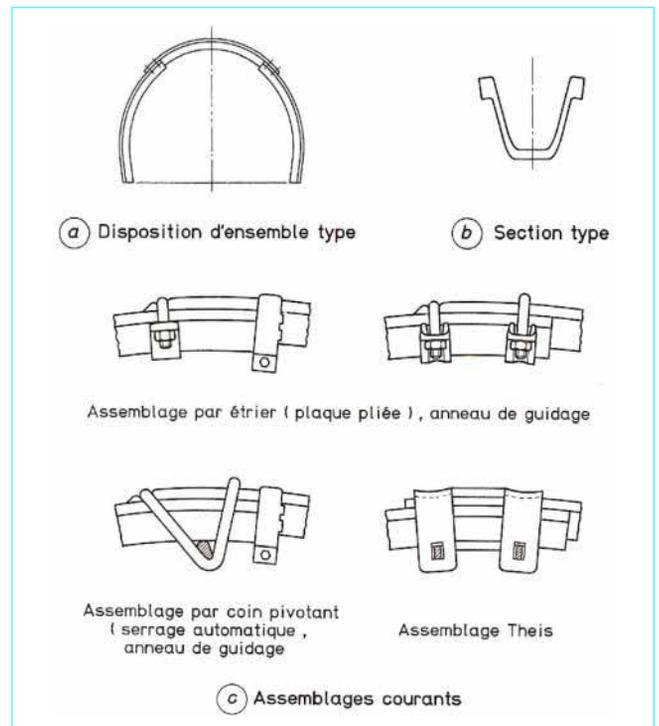


Figure 43 – Cintres coulissants

à la possibilité pratique de cintrage ($D_m = 23 h$, où h est la hauteur du profil dans le plan du cintre), la limite supérieure correspond aux risques de flambement ; elle est souvent prise égale à 200 fois le rayon de giration de la section du cintre ($D_M = 200 r$). À titre d'exemple, on pourra utiliser un cintre H 180 pour des galeries comprises entre 4,20 et 9,80 m. Le dimensionnement exact dépend bien entendu des caractéristiques réelles du terrain.

Pour être efficace, le cintre doit être utilisé concurremment avec certains **éléments complémentaires** destinés à assurer l'interaction intime entre les déformations du cintre et celles du terrain. Ces éléments sont les suivants.

■ Les **blindages et enfilages** assurent la continuité du soutènement de la paroi dans l'intervalle des cintres et sont indispensables dans les terrains dont la cohésion est insuffisante pour assurer ce transfert des charges entre deux cintres successifs. Il peut s'agir soit de planches en bois de 4 à 8 cm d'épaisseur et de 1,60 à 2 m de longueur posées à recouvrement, soit de plaques métalliques en tôle pliée de 2 à 4 mm d'épaisseur et de 1 à 3 m de longueur. Les blindages bois, s'ils ne sont pas déposés avant bétonnage du revêtement, peuvent présenter des risques de décompression ultérieure du terrain du fait du pourrissement. On appelle enfilage un dispositif de blindage que l'on enfonce dans le terrain le long du contour de l'ouvrage en avant du front pour assurer le soutènement avant même que l'excavation ne soit réalisée. L'enfilage est réservé aux terrains instables ou bouillants (figure 44).

Il existe bien d'autres types de blindage (figure 45), tels que des plaques métalliques cintrées assemblées par clavetage (*liner plates*) qui constituent un véritable cuvelage et qui peuvent être renforcées ou non par des cintres, les plaques Bernold, etc.

■ **Dispositifs d'appui des cintres**

La qualité de l'appui du cintre est une condition essentielle de sa bonne tenue. Les appuis ont pour objet de répartir la charge sur le terrain d'assise ; ils peuvent être fixes (longrines en bois, métal ou béton, camarteaux, figure 46) ou extensibles (vérins ou étais extensibles) pour limiter la décompression du terrain encaissant.

■ Les **entretroises** longitudinales sont destinées à éviter le renversement et le gauchissement des cintres sous l'effet des poussées. Elles sont généralement constituées d'aciers ronds ou plats (figure 47).

■ Le **blocage au terrain** est généralement réalisé au moyen de cales et de coins en bois enfoncés à force entre le blindage (ou le cintre) et le terrain. On peut aussi, dans certains cas, réaliser le calage au moyen de gros béton coulé derrière le blindage.

Les conditions impératives d'efficacité du soutènement à base de cintres sont :

- le blocage immédiat du cintre au terrain le long des reins de la voûte et des piédroits ;
- la répartition effective des efforts en pied de cintre au moyen d'une semelle rigide et correctement calée ;
- le blocage du cintre en voûte pour limiter la décompression ;
- l'entretroisement des cintres entre eux.

Il est plus facile de satisfaire correctement à ces conditions si le découpage de la section est correct et si les hors-profilés sont réduits au minimum compte tenu de la nature du terrain.

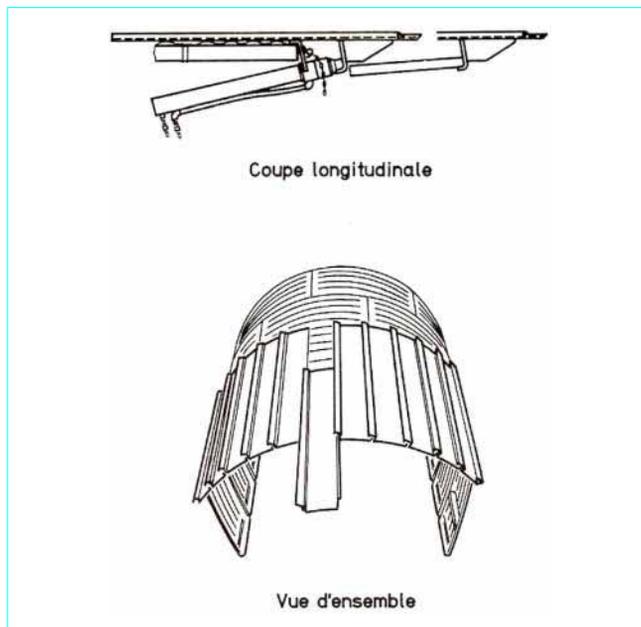


Figure 44 – Enfilage métallique

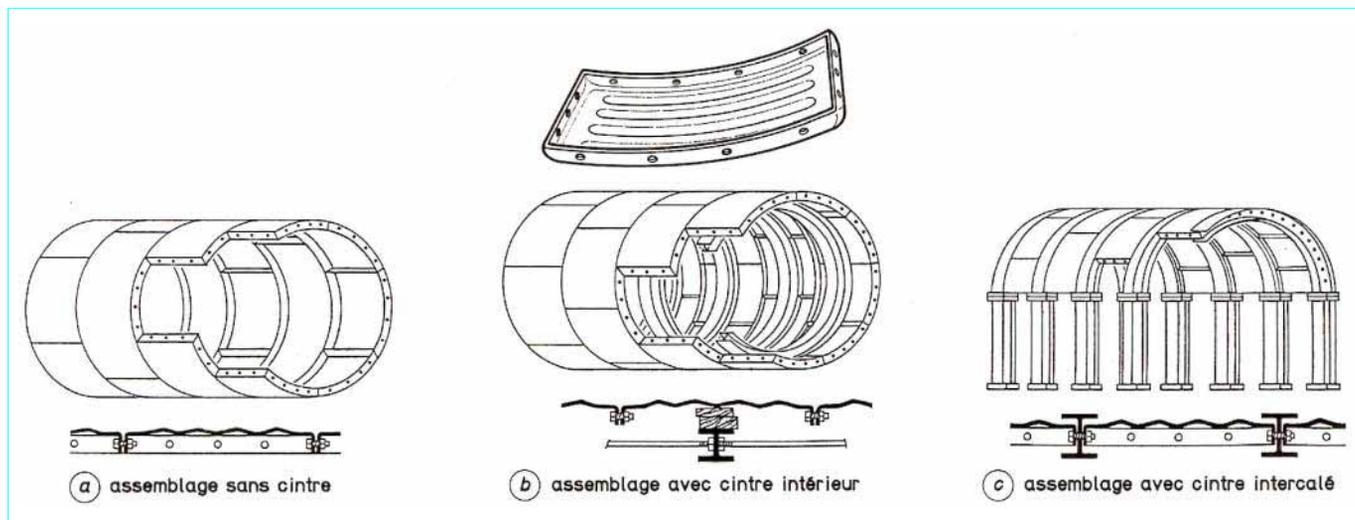


Figure 45 – Plaques métalliques assemblées

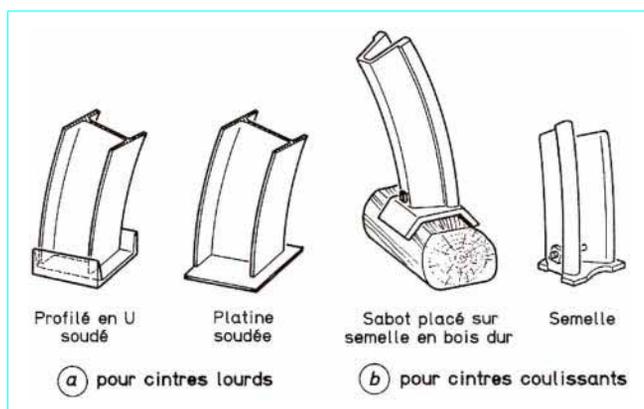


Figure 46 - Appuis de cintres fixes

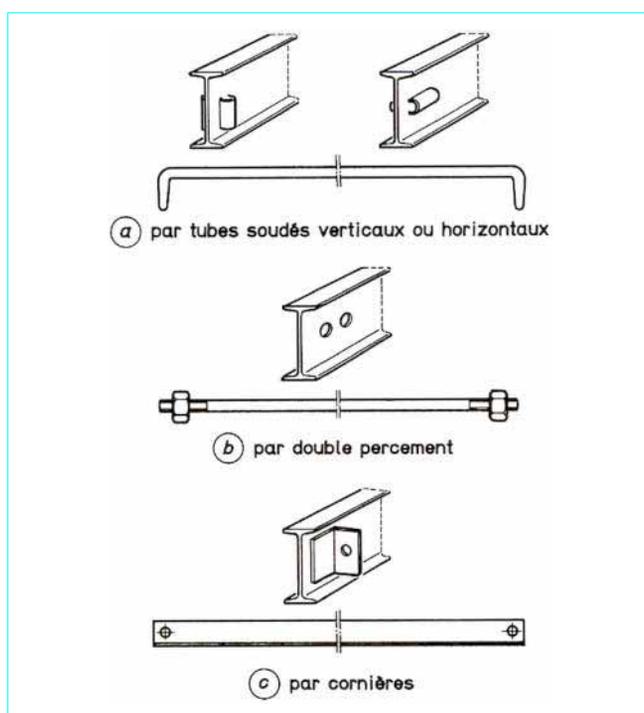


Figure 47 - Dispositifs d'entretoisement de cintres lourds

6.3 Boulonnage

On appelle boulonnage le renforcement du terrain encaissant au moyen de barres généralement métalliques et de longueur comprise entre 1,50 et 5 m, placées à l'intérieur du terrain à partir de la surface libre (figure 48). Les tirants se distinguent des boulons par deux caractères principaux : leur longueur dépasse généralement 10 m et ils sont mis en traction volontairement à une fraction importante de leur charge de rupture. Les tirants, qui sont des éléments actifs (par opposition aux boulons qui sont passifs) sont assez rarement utilisés dans les travaux souterrains, sauf dans le cas des cavernes de grandes dimensions (centrales souterraines).

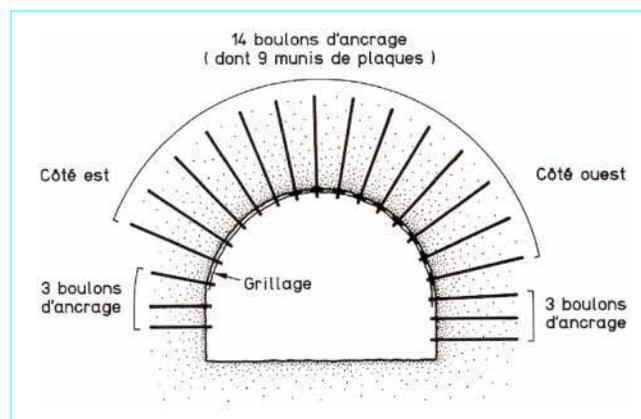


Figure 48 - Soutènement par boulonnage. Section type d'une couronne

Contrairement aux cintres qui agissent par supportage, les boulons agissent surtout par confinement, c'est-à-dire qu'ils développent, le long de la paroi du tunnel, une contrainte radiale qui, même si elle est faible, permet d'augmenter dans des proportions très importantes la résistance du terrain dans la direction tangentielle.

Même s'il a localement dépassé sa limite de rupture, le rocher est ainsi capable de retrouver un nouvel état d'équilibre grâce à la formation de voûtes de décharge tout autour de l'excavation. Les boulons agissent également comme armatures en améliorant la résistance au cisaillement du terrain fracturé et en lui conférant une sorte de cohésion fictive. On voit que le mode d'action du boulonnage est très différent de celui des cintres dans la mesure où, dans le premier cas, le terrain est aidé à se soutenir lui-même en utilisant ses propres capacités alors qu'il joue, dans l'autre cas, un rôle un peu plus passif.

Il est vrai que, en dehors de cette action de confinement, on utilise également parfois le boulonnage pour « épingler » un bloc de rocher situé en parement et qui a été ébranlé et partiellement détaché au moment du creusement (ou en équilibre instable en raison de la conjonction défavorable de fissures préexistantes).

Suivant leur configuration, il existe plusieurs types de boulons.

■ Boulons à ancrage ponctuel

L'ancrage est assuré par un dispositif mécanique (généralement coquille d'expansion à filetage inverse, figure 49) qui prend appui par serrage sur les parois du trou sur une faible longueur (une dizaine de centimètres). Ce type de boulonnage présente de nombreux avantages et notamment sa grande rapidité de mise en œuvre et son utilisation possible même en cas de venues d'eau dans le forage. En contrepartie, il nécessite un rocher suffisamment résistant pour ne pas fluer au voisinage de l'ancrage et sa pérennité n'est pas assurée, du fait de la possibilité de corrosion s'il n'est pas injecté. Il s'agit donc essentiellement d'un mode de boulonnage provisoire utilisable dans les roches dures ou mi-dures même fissurées. On peut assurer l'épinglage de blocs instables.

Les boulons à ancrage ponctuel sont autoserrants, c'est-à-dire qu'ils se mettent automatiquement en tension sous l'effet de l'expansion des terrains, l'effet de coincement de l'ancrage augmentant avec la tension du boulon. Néanmoins, pour obtenir une bonne garantie d'efficacité, il est souhaitable de procéder dès la pose à une mise en tension partielle du boulon à l'aide d'une clé dynamométrique.

■ Boulons à ancrage réparti

Ils sont ainsi nommés parce que la transmission des efforts entre le boulon et le terrain est assurée sur toute la longueur par l'intermédiaire d'un produit de scellement qui peut être une résine (figure 50) ou un mortier de ciment.

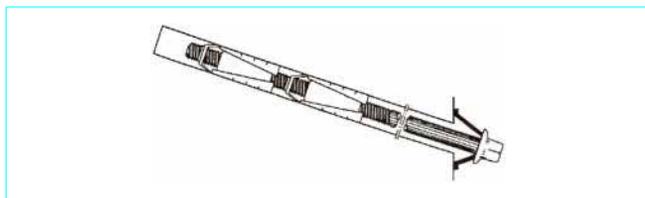


Figure 49 – Boulon à ancrage ponctuel

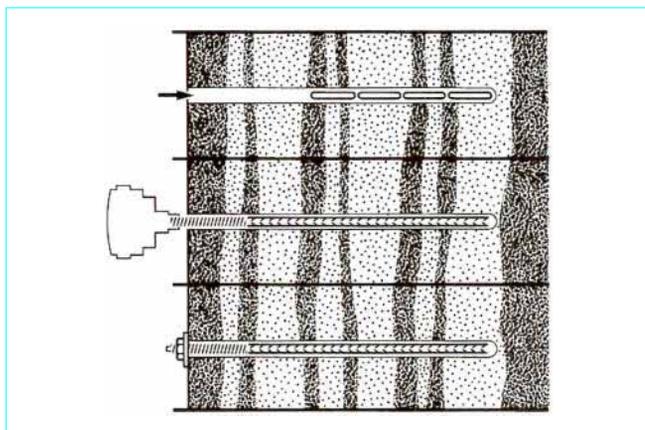


Figure 50 – Boulonnage à ancrage réparti à la résine

Dans le cas du scellement à la résine, on utilise des cartouches cylindriques adaptées au diamètre du trou et contenant, sous deux enveloppes séparées, la résine (de type polyester) et le catalyseur correspondant. Après nettoyage du trou et introduction des charges de résine, on enfonce le boulon dans le trou par poussage et rotation simultanés en utilisant la perforatrice. La résine et son catalyseur, libérés de leurs enveloppes et mélangés, occupent le volume annulaire entre les parois du trou et le bouchon et durcissent au bout d'un délai d'une quinzaine de minutes en général. Le jeu entre le terrain et le boulon ne doit pas excéder 2 à 4 mm, ce qui suppose une très bonne précision de forage.

Dans le cas du scellement au mortier, on peut, soit adopter un principe analogue (charges sèches encartouchées), soit placer le boulon dans le trou préalablement rempli de mortier par injection en fond de trou, soit encore utiliser la technique Perfo du tube perforé rempli de mortier. Le jeu entre le terrain et le boulon est dans tous les cas bien supérieur à ce qu'il est dans le cas de la résine.

Les boulons à ancrage réparti peuvent être utilisés dans des roches bien plus tendres que les boulons à ancrage ponctuel (craies ou marnes). Ils s'opposent plus efficacement à l'ouverture de fissures isolées puisque l'ancrage existe près des lèvres de la fissure elle-même.

Par contre, ils sont d'une mise en œuvre plus délicate que les boulons à ancrage ponctuel et leur emploi est déconseillé (mortier) ou impossible (résine) si les venues d'eau sont abondantes. Enfin, leur délai d'action n'est pas instantané (quelques dizaines de minutes dans le cas des résines à plusieurs heures dans le cas du mortier). Les boulons à la résine sont également déconseillés dans les roches à fissuration abondante et ouverte.

■ Barres foncées dans le terrain

Elles s'utilisent lorsqu'il est impossible de forer un trou dont les parois soient stables pendant le temps nécessaire à la mise en place d'un boulon. On peut dans ce cas foncer, à l'aide d'une perforatrice, des barres nervurées qui sont vissées dans le terrain. La résistance à l'arrachement dépend de la nature du terrain.

Les diamètres des tiges des boulons varient généralement de 16 à 32 mm et leur longueur de 2 à 5 m. La qualité de l'acier dépend des conditions d'utilisation : sous faible couverture et s'il s'agit de limiter strictement les déformations, on pourra utiliser des aciers relativement durs ; sous forte couverture où il peut être nécessaire « d'accompagner » la déformation de la roche, on aura avantage à utiliser les aciers à fort allongement.

Les têtes des boulons sont généralement filetées, munies d'une plaque d'appui déformable (éventuellement à rotule), d'une contre-plaque et d'un boulon.

6.4 Béton projeté

L'utilisation de béton projeté comme mode de soutènement en souterrain s'est considérablement développée au cours des dernières années. Si l'emploi de la gunite comme simple protection de terrain est relativement ancien, l'emploi du béton projeté, de granulométrie plus grosse, et en épaisseur suffisante pour constituer une peau de confinement améliorant les capacités de résistance du terrain encaissant, date seulement d'une vingtaine d'années. Utilisé près du front, seul ou en association avec le boulonnage et/ou les cintres légers, il constitue ce que l'on a appelé la *méthode de construction avec soutènement immédiat par béton projeté et boulonnage* et qui est également connue sous le nom de *nouvelle méthode autrichienne (NMA)*.

Le béton projeté présente l'avantage de constituer une peau continue qui protège le terrain des altérations dues à l'air et à l'humidité, et qui obture les interstices. Le confinement généralisé qu'il procure permet de limiter la déformation et d'éviter la chute des caractéristiques mécaniques du terrain qui résulte obligatoirement d'un desserrage trop important. Comme le boulonnage auquel il est souvent associé, il est également efficace dans le cas de grandes portées.

Plusieurs conditions cependant doivent être remplies pour permettre l'emploi du béton projeté :

- le découpage du rocher doit être assez précis pour que la coque de béton projeté présente une surface à peu près régulière ;
- le terrain doit être exempt de venues d'eau importantes qui compromettent la qualité de l'exécution et risquent de créer des sous-pressions locales incompatibles avec la résistance de la coque en béton ;
- le terrain doit présenter une cohésion minimale telle que la cavité demeure stable pendant la durée nécessaire à la projection du béton ;
- dans le cas de très fortes contraintes initiales (forte couverture) et lorsque le terrain présente un comportement plastique, les déformations de convergence indispensables à l'obtention de l'équilibre sous la pression de confinement dont est capable le soutènement risquent d'être incompatibles avec la déformabilité du béton.

D'un point de vue pratique, l'épaisseur du béton projeté est généralement comprise entre 10 et 25 cm. Il est le plus souvent mis en place en plusieurs passes et armé de treillis généralement fixé à la paroi par des épingles ou par l'intermédiaire des boulons s'il y en a.

On peut utiliser des granulats au module maximal de 12,5 ou 16 mm.

La projection peut se faire par voie sèche ou par voie humide. Dans le premier cas, le transport se fait de façon pneumatique et l'eau est ajoutée à la lance. Dans le deuxième cas, le mélange d'eau est réalisé au malaxeur, le transport se fait à la pompe et l'air est injecté à la lance pour assurer la projection. La voie humide permet de réduire les pertes par rebonds, mais son emploi est plus difficile si le travail n'est pas continu (nettoyage des canalisations).

On incorpore généralement au mélange des adjuvants raidisseurs améliorant l'adhérence et le maintien en place du béton et quelquefois des raidisseurs (silicate de soude) permettant de projeter en présence d'eau.

Sur les chantiers importants, des appareils sur bâti ont été mis au point qui permettent de mécaniser l'opération de projection du béton en réduisant les nuisances et en améliorant les rendements, les lances étant portées par l'appareil et commandées à distance.

6.5 Bouclier et voussoirs préfabriqués

Le bouclier est également un procédé de soutènement. Il est réservé aux terrains meubles dont la cohésion est insuffisante pour garantir la stabilité, ne serait-ce que pendant le court laps de temps nécessaire à la mise en place d'un soutènement fixe. Il s'agit en fait d'un soutènement mobile qui progresse en même temps que le front. C'est aussi un soutènement total puisqu'il comporte généralement une paroi continue pleine qui assure un blindage complet de la paroi du tunnel.

Il existe différents types de boucliers, qu'ils soient monolithes ou composés de lances qu'il est possible d'avancer séparément pour mieux s'adapter à la progression du terrassement (terrains hétérogènes).

Par la définition même du terrain auquel il est destiné, on voit que le bouclier mobile nécessite la mise en place d'un revêtement définitif qui se substitue à lui pour assurer la stabilité des parois du tunnel avant qu'il ne les ait dégagées. Comme ce revêtement doit pouvoir agir efficacement dès sa mise en place, il s'agit très généralement d'éléments préfabriqués (voussoirs en béton armé) ou métalliques (fonte, acier...).

Les voussoirs sont mis en place par anneaux cylindriques successifs et servent d'appui longitudinal pour la progression du bouclier au moyen de vérins hydrauliques dont les patins reposent sur la face avant du dernier anneau posé.

Il existe, bien entendu, de nombreux types de voussoirs en béton que l'on peut classer en deux catégories principales :

— les voussoirs alvéolaires (figure 51a) qui comportent des nervures longitudinales et transversales au travers desquelles il est possible d'enfiler des boulons qui permettent l'assemblage et la

transmission de certains efforts de flexion d'un voussoir à l'autre. Ces voussoirs, directement dérivés des voussoirs métalliques, présentent toutefois l'inconvénient, à inertie égale, d'un plus fort encombrement que les voussoirs pleins, donc nécessitent un volume d'excavation plus important ;

— les voussoirs pleins (figure 51b) qui sont des éléments de coques d'épaisseur constante et qui peuvent, par exemple, être articulés les uns sur les autres le long de leurs faces latérales courbes.

6.6 Choix d'un mode de soutènement

Le choix raisonné d'un mode de soutènement comprend schématiquement deux phases successives :

■ une phase d'**analyse technique** du problème qui aboutit à l'élimination d'un certain nombre de types de soutènement en raison de leur incompatibilité avec certaines des données techniques du projet qui peuvent être d'ordre géotechnique, géométrique ou liées à l'environnement ;

■ une phase complémentaire d'**analyse économique** qui fait intervenir :

— d'une part le dimensionnement du soutènement qui est l'un des éléments de calcul du coût ;

— d'autre part les éléments de prix de revient propres à l'organisation du chantier considéré :

- plus ou moins grande mécanisation,
- longueur du tunnel,
- délais à respecter.

C'est pour tenter de mieux maîtriser ce problème et plus particulièrement pour aider son analyse technique que l'AFES a publié des Recommandations qui ont pour objet de fixer un cadre d'étude en s'assurant que tous les critères qui influent sur le choix ont bien été pris en compte.

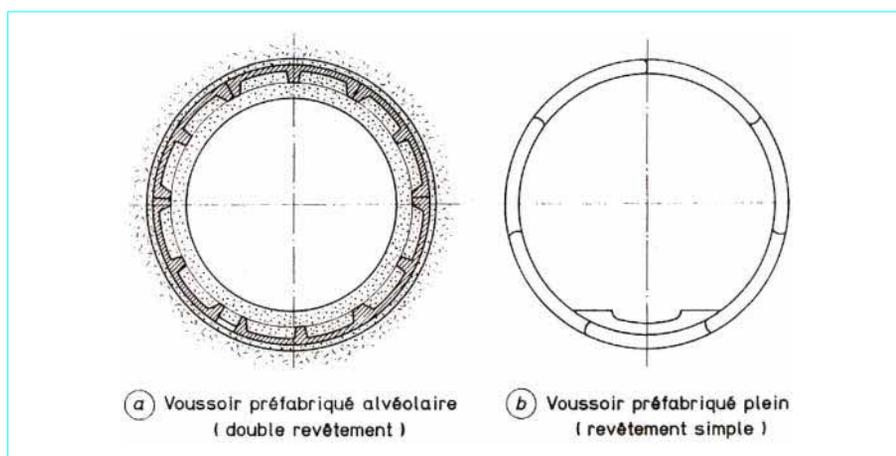


Figure 51 – Voussoirs préfabriqués en béton armé

7. Revêtement définitif

Le revêtement définitif des tunnels n'est, en principe, mis en place, que lorsque l'une des conditions suivantes se trouve réalisée :

- ou bien le rocher ne présente pas un aspect suffisamment régulier vis-à-vis des conditions d'exploitation du tunnel pour que son utilisation, même recouvert de béton projeté, puisse être envisagée ;

- ou bien, même si le rocher présente, temporairement, des conditions d'exploitation suffisantes, il peut être nécessaire de faire intervenir le comportement à long terme et de mettre en place, à ce titre, un revêtement définitif.

Il est à noter que, dans le cas où l'on choisit le creusement mécanisé avec mise en place de voussoirs préfabriqués en béton, ce revêtement est très souvent considéré comme le revêtement définitif et ne saurait, dans ce cas, recevoir aucune couche intérieure.

7.1 Coffrage

Pour les galeries de faible longueur, on utilise assez fréquemment des cintres en bois et des couchis formés de chevrons ou de madriers de 4 à 8 cm d'épaisseur. Par contre, dès que la longueur dépasse une centaine de mètres, on a généralement avantage à recourir au coffrage métallique. Le type le plus simple est composé de fermes métalliques reposant sur une semelle en béton construite au préalable et de panneaux métalliques indépendants appuyés sur ces fermes. Le coffrage est télescopique, incluant ou non le coffrage du radier, lorsqu'il est composé de cintres à charnières portés par un chariot éclipseable.

7.2 Bétonnage

Le ciment Portland artificiel (CPA) peut être éventuellement utilisé dans les terrains secs autres que le trias. Par contre, dès que les terrains sont aquifères, on doit faire des analyses systématiques pour définir le pH des eaux. Dans les cas courants, on choisira le ciment de haut fourneau (CHF) ou le ciment de laitier au clinker (CLK (cf. article *Variétés de béton et constituants* [C 2 210] dans ce traité)). L'emploi du ciment sursulfaté est réservé au contact d'eaux fortement séléniteuses. Le dosage variera, pour les radiers non armés de 160 à 200 kg/m³ jusqu'à 400 kg/m³ pour les revêtements armés ou non.

Procédé de bétonnage. Dans les cas les plus fréquents, on recourt au bétonnage mécanique, soit à l'aide d'un appareil à transport pneumatique, soit, plus volontiers, au moyen d'une pompe. Dans tous les cas, on placera l'engin de transport à proximité du lieu d'utilisation (100 à 300 m).

7.3 Étanchéité des revêtements

Lorsque l'on utilise un revêtement coulé en place, il est, en général, nécessaire de prévoir l'étanchéité grâce à la réalisation de joints transversaux équipés au droit de chaque reprise de bétonnage et

le long desquels auront été placés des dispositifs. Ces dispositifs doivent être complétés par une injection (en général de mortier de ciment), en arrière du revêtement.

Enfin, lorsque l'on a affaire à un revêtement constitué de voussoirs préfabriqués, l'étanchéité est à réaliser sur les 4 faces de chacun des voussoirs. Elle se compose alors de joints préfabriqués en polychlorure de vinyle ou analogue, qui peuvent être préparés aux dimensions des voussoirs. Ils sont généralement contenus dans une rainure spécialement aménagée sur la face du voussoir. Elle peut aussi comprendre des joints contenant, partiellement ou totalement, un matériau hydrogonflant, c'est-à-dire qui a la propriété de gonfler lorsqu'il est en présence d'eau. Dans tous les cas, on est capable d'obtenir un bon résultat sur l'étanchéité du revêtement à condition que les faces des voussoirs soient fabriquées avec une précision suffisante (± 1 ou 2 mm).

8. Conclusion

Grâce aux progrès réalisés tant dans le domaine de l'approche théorique des phénomènes en mécanique des sols et des roches que dans celui de la technologie de l'abattage mécanique ou à l'explosif grâce au perfectionnement des engins dont on dispose et grâce aussi aux nouvelles techniques de soutènement plus directement adaptées aux conditions rencontrées, les travaux souterrains sont certainement l'une des branches des travaux publics qui ont évolué de façon la plus spectaculaire au cours des vingt dernières années.

Dans ces trois domaines :

- théorie du soutènement et du revêtement ;
- creusement mécanisé, prédécoupage ;
- soutènement « à la carte » au fur et à mesure du creusement ;

des progrès considérables ont été accomplis qui rejaillissent d'ailleurs les uns sur les autres et ne s'expliquent pas les uns sans les autres.

Ils ont permis, à la fois, d'améliorer la sécurité pendant les travaux, de réduire les délais d'exécution et aussi les coûts.

Ainsi le soutènement, grâce aux mesures systématiques de convergence, peut être mieux adapté aux conditions réelles ; la combinaison des différents types de soutènement (béton projeté, cintres légers, boulons) permet de mieux faire participer le terrain à la résistance de l'ensemble et doit donc conduire à des économies sensibles. Cette plus vaste palette de soutènements et leur efficacité permettent aussi de restreindre les cas d'utilisation de la méthode de creusement en sections divisées, toujours très onéreuse.

Enfin, les progrès des tunneliers à attaque ponctuelle ou globale (cf. article spécialisé dans ce traité) ont permis, dans bien des cas, de pulvériser les records de vitesse de creusement, en contrepartie de certains échecs dus aux difficultés d'adaptation de ce type de matériel à des conditions géologiques imprévues ou trop variables.

Certains tunneliers pleine face peuvent ainsi réaliser, lorsque les conditions sont relativement homogènes, des avancements de l'ordre de 2 000 m par mois, dans des diamètres de l'ordre de 6 m. Il serait toutefois dangereux d'extrapoler de tels résultats en l'absence d'une reconnaissance géologique et géotechnique très complète et très favorable.

Les recherches à venir doivent se poursuivre en vue de permettre une interprétation plus méthodique des résultats des reconnaissances pour en déduire, avec un degré de certitude toujours meilleur, les caractéristiques du soutènement et les moyens d'excavation appropriés.

Travaux souterrains

par **Pierre GESTA**

*Ingénieur de l'École Centrale de Paris
Ancien Directeur à la SOGEA
Président du Comité technique
de l'Association Française des Travaux en Souterrains (AFTES)*

Bibliographie

- REYNARD (P.) et REYNAUD (Ph.). – *Le système Robo-fore pour accroître la productivité des jumbos de foration*. TOS n° 105, mai/juin 1991.
- PUGLISI (R.) et BOUGARD (J.F.). – *Le prédécoupage mécanique*. TOS n° 108, nov./déc. 1991.
- GUILLAUME (J.). – *Le choix des paramètres et essais géotechniques utiles à la conception, au dimensionnement et à l'exécution des ouvrages creusés en souterrain*. GT n° 7. TOS n° 123, mai/juin 1992.
- BRETZ (K.W.). – *Les évolutions les plus récentes des machines d'excavation de tunnels par abattage avec brise-roche hydraulique dans les petites et moyennes sections*. TOS n° 113, sept./oct. 1992.
- LEFEBVRE (J.). – *Réflexions sur l'informatisation de l'archivage et de l'exploitation des données pour les tunnels en service*. TOS n° 116, mars/avril 1993.
- GODARD (J.-P.). – *Étude des coûts des infrastructures de transport ferroviaire en zones urbaines et suburbaines*. GT n° 15. TOS n° 125, sept./oct. 1994.

Recommandations

Recommandations de l'Association Française des Travaux en Souterrains (AFTES) publiées par la revue « Tunnels et Ouvrages Souterrains » (TOS)

- Recommandations relatives à la technologie et à la mise en œuvre du béton projeté dans les travaux souterrains. TOS n° 1. Repris dans Spécial 07/82.
- Présentation de la méthode de construction des tunnels avec soutènement immédiat par béton projeté et boulonnage. TOS n° 31. Repris dans Spécial 07/82.
- Recommandations sur l'emploi de la méthode convergence-confinement. TOS n° 59. Repris dans Spécial 10/84.
- Recommandations relatives au choix du soutènement en galerie. TOS n° 1. Repris dans Spécial 07/82.
- Réflexions sur les méthodes usuelles de calcul. TOS n° 14. Repris dans Spécial 07/82.
- Recommandations sur les injections. TOS n° 81. Repris dans Spécial 05/88.
- Recommandations concernant l'étude des effets sismiques de l'explosif. TOS n° 2. Repris dans Spécial 07/82.
- Technologie du boulonnage. TOS n° 6. Repris dans Spécial 07/82.
- Utilisation du sous-sol urbain pour l'aménagement des transports publics en site propre. TOS n° 25. Repris dans Spécial 07/82.
- Marinage dans les travaux souterrains. TOS n° 25.
- Recommandations relatives à l'emploi des cintres dans la construction des ouvrages souterrains. TOS n° 27. Repris dans Spécial 07/82.
- Recommandations pour une description des massifs rocheux utile à l'étude de la stabilité des ouvrages souterrains. TOS n° 28. Repris dans Spécial 07/82.
- Conditions d'emploi du boulonnage. TOS n° 31. Repris dans Spécial 07/82.
- Recommandations sur l'étanchéité des ouvrages souterrains. TOS n° 35 et 36. Repris dans Spécial 10/84.
- Les appareils de mesure de vibrations ; tendance et évolution. TOS n° 36. Repris dans Spécial 10/84.
- Recommandations sur la sécurité de la circulation des personnels et matériels pendant l'exécution des travaux souterrains. TOS n° 39. Repris dans Spécial 10/84.
- Recommandations sur la sécurité dans la perforation et l'utilisation des explosifs en souterrain. TOS n° 39. Repris dans Spécial 10/84.
- Réflexions sur le marinage dans les travaux souterrains. TOS n° 40.
- Recommandations sur les méthodes de diagnostic pour les tunnels revêtus. TOS n° 44. Repris dans Spécial 10/84.
- Recommandations sur la sécurité du soutènement dans les travaux souterrains. TOS n° 44. Repris dans Spécial 10/84.
- Recommandations sur les explosifs à l'usage des mines, travaux publics et carrières commercialisés en France. TOS n° 45. Repris dans Spécial 10/84.
- Recommandations sur le plan hygiène et sécurité. TOS n° 55. Repris dans Spécial 10/84.
- Recommandations sur la lutte contre la pollution atmosphérique en travaux souterrains. TOS n° 55. Repris dans Spécial 10/84.
- Recommandations sur les travaux d'entretien et de réparation. TOS n° 58. Repris dans Spécial 10/84.
- Recommandations sur les installations électriques en chantiers de travaux souterrains. TOS n° 61. Repris dans Spécial 05/88.
- Recommandations relatives aux travaux d'injection pour les ouvrages souterrains. TOS n° 81. Repris dans Spécial 05/88.
- Recommandations sur les réparations d'étanchéité en souterrain. TOS n° 82. Repris dans Spécial 05/88.
- Recommandations sur les revêtements préfabriqués des tunnels circulaires creusés au tunnelier. TOS n° 86. Repris dans Spécial 05/88.
- Recommandations sur la standardisation des profils des tunnels circulaires. TOS n° 88.
- Recommandations sur les venues et les pertes d'eau dans les ouvrages souterrains en exploitation. TOS n° 89.
- Recommandations sur le partage contractuel des risques. TOS n° 91. janv./févr. 1989.
- Recommandations pour l'utilisation des explosifs dans les travaux souterrains. TOS n° 105. mai/juin 1991.
- Recommandations pour l'utilisation du guide pour la mesure et le contrôle de l'effet des vibrations sur les constructions. TOS n° 115. janv./févr. 1993.