



**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de
la Recherche Scientifique**

Université Dr Tahar Moulay de Saida

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil et Hydraulique

TUNNELS ET OUVRAGES SOUTERRAINS

Réalisé par:

Dr BENGUEDIAB Soumia

Maitre de Conférences A

Année Universitaire 2021-2022

<i>Table des matières</i>		
		<i>Pages</i>
	<i>Avant-propos</i>	<i>i</i>
	<i>Liste des Figures</i>	<i>iii</i>
	<i>Liste des Tableaux</i>	<i>vii</i>
1.	<i>Chapitre I: Définitions et Classifications des Ouvrages Souterrains</i>	<i>1</i>
1.1.	<i>Introduction</i>	<i>1</i>
1.2.	<i>Importance des ouvrages souterrains</i>	<i>1</i>
1.3.	<i>Utilisations de l'espace souterrain</i>	<i>2</i>
1.4	<i>Classification des ouvrages souterrains</i>	<i>3</i>
1.5	<i>Croissance de la construction des ouvrages souterrains et tunnels</i>	<i>3</i>
1.6	<i>Terminologies</i>	<i>4</i>
1.7	<i>Classifications des tunnels</i>	<i>6</i>
1.8	<i>Conclusion</i>	<i>7</i>
<i>Chapitre II: Définitions et Classifications des Ouvrages Souterrains</i>		
II.1	<i>Introduction</i>	<i>8</i>
II.2	<i>Conception</i>	<i>8</i>
II.3	<i>Les différentes méthodes d'exécution des tunnels</i>	<i>9</i>
II-3.1	<i>Creusement à l'explosif (technique de minage)</i>	<i>9</i>
II-3.2	<i>Creusement mécanique</i>	<i>12</i>
II-4	<i>Mode de creusement</i>	<i>16</i>
II-4.1	<i>Creusement en pleine section</i>	<i>16</i>
II-4.2	<i>Creusement par demi-section supérieure</i>	<i>17</i>
II-4.3	<i>Creusement en section divisée</i>	<i>18</i>
II.5	<i>Techniques de soutènement</i>	<i>19</i>
II-5.1	<i>Soutènement par supportage</i>	<i>20</i>
II-5.2	<i>Soutènement par confinement</i>	<i>23</i>
II.6	<i>Revêtement définitif</i>	<i>26</i>
II-6.1	<i>Coffrage</i>	<i>27</i>
II-6.2	<i>Bétonnage</i>	<i>27</i>
II-6.3	<i>Etanchéité des revêtements</i>	<i>27</i>
II.7	<i>Ouvrages Particuliers</i>	<i>28</i>
II-7.1	<i>Les puits et descenderies</i>	<i>28</i>
II-7.2	<i>Les grandes cavités</i>	<i>28</i>
II-7.3	<i>Les ouvrages à faible profondeur</i>	<i>28</i>
II-7.4	<i>Les ouvrages à grande profondeur</i>	<i>29</i>
II-8	<i>Conclusion</i>	<i>29</i>
<i>Chapitre III: Méthodes de calcul et de dimensionnement des tunnels</i>		

III-1	<i>Introduction</i>	30
III-2	<i>Méthodes de dimensionnement de soutènement</i>	30
III-2-1	<i>Méthodes semi-empiriques</i>	30
III-2-1-1	<i>Classification de Bieniawski</i>	30
III-2-1-2	<i>Classification de Barton</i>	30
III-2-1-3	<i>Recommandations AFTES</i>	32
III-2-1-4	<i>Méthode de Terzaghi</i>	32
III-2-1-5	<i>Méthode de Lauffer</i>	33
III-3	<i>Méthodes Analytiques</i>	36
III-3-1	<i>Méthode Convergence confinement</i>	37
III-4-	<i>Méthodes Numériques</i>	42
III-4-1	<i>Milieu Continu</i>	42
III-4-	<i>Milieu direct</i>	43
III-5	<i>Calcul des tassements</i>	44
Chapitre IV: Pathologies et Techniques de confortement des tunnels		
IV-1	<i>Introduction</i>	45
IV-II	<i>Risques principaux liés aux tunnels urbains et ouvrages souterrains</i>	45
IV-II-1	<i>Risques liés aux instabilités dans les ouvrages souterrains</i>	46
IV-II-2	<i>Risques liés aux vieillissements des matériaux de construction et des roches</i>	52
IV-III	<i>Vieillissement des tunnels et des ouvrages souterrains</i>	56
IV-III-1	<i>Comportement des tunnels dans le temps</i>	58
Chapitre V: Applications Pratiques		
V-I	<i>Application 1 Méthodes semi-empiriques</i>	64
V-II	<i>Application 2 Calcul des charges</i>	68
V-III	<i>Application 3 Convergence Confinement</i>	71
V-IV	<i>Application 4 Calcul des tassements</i>	76
	<i>Références</i>	77
	<i>Annexes</i>	

AVANT PROPOS

Avant propos

La circulation des hommes et des marchandises est un élément majeur de l'évolution de nos civilisations ; les ingénieurs ont compris que pour raccourcir les distances et éviter les obstacles en surface, le moyen le plus direct était de passer sous terre. On multiplie alors, dans les milieux urbains, la construction d'ouvrages souterrains tels que les parcs de stationnement souterrains et le stockage de l'eau (tunnels réservoir, bassins de stockage d'eaux pluviales), mais aussi l'exploitation des mines (galeries), la production d'énergie (galeries souterraines d'usines hydroélectriques, galeries hydrauliques, conduites forcées) ainsi que de nombreux autres ouvrages (zones commerciales et gares ferroviaires souterraines, laboratoires souterrains de recherche, stockage industriel souterrain, puits de grande profondeur...).

Ce cours s'adresse en priorité aux étudiants de Master en génie civil disposant de connaissances dans les domaines de la géologie et/ou de la géotechnique et/ou du génie civil et/ou des géosciences.. Ce document présente les spécificités des projets des tunnels et ouvrages souterrains. En première partie, après une présentation des enjeux des ouvrages souterrains, sont abordés les principales définitions et classification des différents ouvrages souterrains et leurs rôles. Dans une deuxième partie, le cours porte sur la conception des ouvrages et les techniques de construction. Sont abordés successivement les méthodes de calcul et de dimensionnement des tunnels ainsi que Pathologie et techniques de confortement des tunnels. Enfin dans la dernière partie des applications pratiques sont présentées sous formes d'exercices.

Les objectifs pédagogiques proposés sont qu'à l'issue de leur formation les étudiants seront en mesure de:

- Comprendre les concepts fondamentaux de la géologie pour l'ingénieur en travaux souterrains
- Maîtriser les éléments fondamentaux du comportement des sols et des roches
- Maîtriser les connaissances sur les matériaux en vue du dimensionnement des soutènements
- Savoir mettre en œuvre un code de calcul de type éléments finis en Géotechnique

Contenu du cours :

- Définition et classification des ouvrages souterrains ;
- Conception et techniques de construction des tunnels;
- Méthodes de calcul et de dimensionnement des tunnels,
- Pathologie et techniques de confortement des tunnels.
- Application pratique (Calcul d'un tunnel routier ou ferroviaire)

Dr BENGUEDIAB Soumia
Maitre de conférences classe A

	Liste des Figures	Pages
Chapitre I: Définitions et Classifications des Ouvrages Souterrains		
Figure 1-1	Espace souterrain	1
Figure 1-2	Tunnels construits entre 1999 et 2004 dans le monde (Atkins et al. 2006)	4
Figure 1-3	Coupe transversale et longitudinale d'un tunnel au voisinage du front de taille	4
Figure 1-4	Classification globale des tunnels (J. Idris 2007)	7
Chapitre II: Définitions et Classifications des Ouvrages Souterrains		
Figure II-1	Perforation des trous	10
Figure II-2	Illustration du cycle classique de creusement à l'explosif	10
Figure II-3	Plan de tir séquentiel optimisé pour le tunnel de Chamoise (1993)	11
Figure II-4	Coupe schématique d'un tunnelier à pression de terre	13
Figure II-5	Coupe schématique d'un tunnelier à grippeurs	13
Figure II-6	Coupe schématique d'un tunnelier à pression de boue	14
Figure II-7	bouclier mécanisé	14
Figure II-8	Tunnelier mixte et à pression de boue Hambourg 14,2m diamètre a) Entrée b) Sortie	15
Figure II-9	Machine à abattage ponctuelle	16
Figure II-10	Creusement en pleine section	17
Figure II-11	Creusement par demi-section	18
Figure II-12	Creusement par sections divisées	19
Figure II-13	Cintres métalliques	20
Figure II-14	Voussoirs en béton préfabriqué	21

<i>Figure II-15</i>	<i>Revêtement en voussoir</i>	<i>21</i>
<i>Figure II-16</i>	<i>Différents types de projection du béton</i>	<i>24</i>
<i>Figure II-17</i>	<i>Boulons d'ancrages</i>	<i>25</i>
<i>Figure II-18</i>	<i>Boulons à ancrage réparti</i>	<i>25</i>
Chapitre III: Méthodes de calcul et de dimensionnement des tunnels		
<i>Figure III-1</i>	<i>Classification de BARTON- Relation entre Q, D_e et les catégories de soutènement.</i>	<i>31</i>
<i>Figure III-2</i>	<i>Type de soutènement en fonction de RQD. Et de la portée du tunnel (D'après LAUFFER).</i>	<i>33</i>
<i>Figure III-3</i>	<i>Schéma classique d'un modèle aux réactions hyperstatiques, avec les forces actives et passives (ressorts).</i>	<i>34</i>
<i>Figure III-4</i>	<i>Représentation géométrique des variables utilisées dans les formules de Terzaghi</i>	<i>35</i>
<i>Figure III-5</i>	<i>Notion de pression fictive et de dé confinement autour du front de taille.</i>	<i>38</i>
<i>Figure III-6</i>	<i>Courbes de convergence, de confinement et assemblage.</i>	<i>38</i>
<i>Figure III-7</i>	<i>Maillages numériques 2D en déformations planes (a) et axisymétrique (b) (CESAR).</i>	<i>43</i>
<i>Figure III-8</i>	<i>Etude du renforcement par boulonnage d'une mine de charbon sous UDEC (d'après Lendel et al. 2004). Les contraintes normales sont représentées par des histogrammes</i>	<i>44</i>
Chapitre IV: Pathologie et techniques de confortement des tunnels		
<i>Figure IV-1</i>	<i>Répartition des phénomènes d'instabilité dans la base de données</i>	<i>46</i>
<i>Figure IV-12</i>	<i>Forme de la cuvette de tassement (Mair et al.,1996)</i>	<i>47</i>
<i>Figure IV-3</i>	<i>Déformation d'un bâtiment dû du tassement provoqué par le creusement d'un tunnel (Mair et al. 1996)</i>	<i>47</i>
<i>Figure IV-4</i>	<i>Phase d'apparition des phénomènes d'instabilité</i>	<i>48</i>
<i>Figure IV-5</i>	<i>Phénomènes d'instabilité selon la fonction de l'ouvrage</i>	<i>48</i>

<i>Figure IV-6</i>	<i>Phénomènes d'instabilité selon le type du soutènement</i>	<i>49</i>
<i>Figure IV-7</i>	<i>Phénomènes d'instabilité et la nature du terrain</i>	<i>50</i>
<i>Figure IV-8</i>	<i>Phénomènes d'instabilité selon la topographie du site</i>	<i>51</i>
<i>Figure IV-9</i>	<i>Impacts socioéconomiques des phénomènes d'instabilité</i>	<i>51</i>
<i>Figure IV-10</i>	<i>Phénomènes et la méthode du creusement</i>	<i>52</i>
<i>Figure IV-11</i>	<i>Modèles rhéologiques fondamentaux de corps</i>	<i>55</i>
<i>Figure IV-12</i>	<i>Déformation ductile, déformation fragile des roches</i>	<i>56</i>
<i>Figure IV-13</i>	<i>Répartition des tunnels français</i>	<i>57</i>
<i>Figure IV-14</i>	<i>Déformation due aux forces horizontales asymétriques</i>	<i>59</i>
<i>Figure IV-15</i>	<i>Déformation due au manque de pression passive horizontale</i>	<i>60</i>
<i>Figure IV-16</i>	<i>Déformation due aux pressions latérales excessives</i>	<i>61</i>
<i>Figure IV-17</i>	<i>Déformation due aux pressions verticales excessives</i>	<i>60</i>
<i>Figure IV-18</i>	<i>Fissure longitudinale, le mortier est toujours présent sur une lèvre de la fissure (CETu, 2004)</i>	<i>61</i>
<i>Figure IV-19</i>	<i>Fissure transversale couplée à une fissure oblique (CETu, 2004)</i>	<i>61</i>
<i>Figure IV-20</i>	<i>Méplat dans un tunnel routier (CETu, 2004)</i>	<i>62</i>
<i>Figure IV--21</i>	<i>Ventre de piédroit, conforté par ancrages et larges plats (CETu, 2004)</i>	<i>62</i>
<i>Figure IV-22</i>	<i>Rupture partielle : La moitié de la voûte est tombée par écrasement du piédroit (CETu, 2004)</i>	<i>63</i>
	Chapitre V: Applications Pratiques	
<i>Figure V-1</i>	<i>Coupe géologique du site</i>	<i>65</i>
<i>Figure V-2</i>	<i>Coupe géologique du terrain</i>	<i>68</i>
<i>Figure V-3</i>	<i>Profil en long du tunnel</i>	<i>72</i>
<i>Figure V-4</i>	<i>Courbe convergence - confinement</i>	<i>75</i>

<i>Figure V-5</i>	<i>Courbe convergence - confinement</i>	<i>76</i>
<i>Figure V-6</i>	<i>Présentation du problème</i>	<i>77</i>
<i>Figure V-7</i>	<i>Modèle géométrique du problème</i>	<i>78</i>
<i>Figure V-8</i>	<i>Maillage du problème</i>	<i>78</i>
<i>Figure V-9</i>	<i>Conditions hydrauliques initiales</i>	<i>78</i>
<i>Figure V-10</i>	<i>Génération des contraintes initiales</i>	<i>79</i>
<i>Figure V-11</i>	<i>Maillage déformé en présence du tunnel</i>	<i>79</i>
<i>Figure V-12</i>	<i>Tassement à l'extrême</i>	<i>79</i>

	<i>Liste des Tableaux</i>	<i>Pages</i>
Chapitre I: Définitions et Classifications des Ouvrages Souterrains		
<i>Tableau I-1</i>	<i>Classification des ouvrages souterrains</i>	<i>3</i>
<i>Figure II-17</i>	<i>Boulons d'ancrages</i>	<i>25</i>
<i>Figure II-18</i>	<i>Boulons à ancrage réparti</i>	<i>25</i>
Chapitre III: Méthodes de calcul et de dimensionnement des tunnels		
<i>Tableau III-1</i>	<i>Choix du soutènement suivant le type de terrain</i>	<i>32</i>
Chapitre IV: Pathologie et techniques de confortement des tunnels		
<i>Tableau IV-1</i>	<i>Hiérarchisation de la sensibilité de différentes roches aux processus de vieillissement d'après Sorgi et al. (2004)</i>	<i>54</i>
Chapitre V: Applications Pratiques		
<i>Tableau V-1</i>	<i>Données géotechniques du terrain</i>	<i>65</i>
<i>Tableau V-2</i>	<i>Caractéristiques du terrain</i>	<i>68</i>
<i>Tableau V-3</i>	<i>Caractéristiques géotechniques du terrain</i>	<i>72</i>
<i>Tableau V-4</i>	<i>propriétés mécaniques des éléments structuraux</i>	<i>77</i>

CHAPITRE I :
DEFINITIONS ET
CLASSIFICATIONS DES
OUVRAGES SOUTERRAINS

Chapitre I : Définitions et classifications des ouvrages souterrains

I-1 Introduction :

Les ouvrages souterrains regroupent un grand nombre d'ouvrages comme des puits et des galeries pour l'exploitation minière et pétrolière, des conduites, des canalisations et des collecteurs d'assainissement, des parkings, des réservoirs souterrains, des usines et des gares souterraines, des tunnels autoroutiers et ferroviaires, des galeries de métro etc. Ces ouvrages souterrains présentent la particularité d'être entièrement construits dans un massif de sol ou de roche.

I-2. Importance des ouvrages souterrains :

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

La réalisation des travaux en souterrain permet de s'affranchir des obstacles, d'utiliser au maximum l'espace souterrain quasi illimité et de libérer la surface au sol (Figure I-1).



Figure I-1 : Espace souterrain

La multiplication des travaux souterrains et les difficultés rencontrées conduisent à une sophistication des méthodes d'investigation, de modélisation, de conception et d'exécution. De nos jours, il existe même de grands ouvrages sous mers : (Le tunnel sous la manche et plusieurs tunnels sous les fjords en Norvège (Nielsen 1994) etc.). Cependant, contrairement aux projets de structures tels les bâtiments ou les ponts, les ouvrages souterrains sont entièrement construits dans les terrains et requièrent des informations géotechniques précises

Chapitre I : Définitions et classifications des ouvrages souterrains

concernant le massif environnant et plus abondantes tout au long du tracé. Ces conditions, chacun le sait, sont rarement satisfaites et rendent la réalisation des ouvrages souterrains d'autant plus difficile. Ce problème se pose de manière plus aiguë encore dans le cas des tunnels profonds.

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

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

I-3. Utilisations de l'espace souterrain :

Pour la bonne compréhension des raisons d'aller en souterrain, il est nécessaire de citer quelques caractéristiques essentielles du sous-sol :

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

Donc l'intérêt qui est porté à l'utilisation de l'espace souterrain urbain est grandissant car il peut être la solution à bien des problèmes actuels. Les aménagements possibles de cet espace peuvent répondre à des notions de valorisation des centres anciens figés dans leur historique et dans leur bâti inadapté à la vie urbaine actuelle. Cette utilisation rationnelle du sous-sol devrait être aussi appliquée aux villes nouvelles afin de répondre, de manière anticipée, aux logiques constructives qui font défaut à nos villes anciennes ; mise en galeries des réseaux concessionnaires, dessertes par des voies rapides, parkings,...etc.

I-4. Classification des ouvrages souterrains:

Les ouvrages souterrains sont des ouvrages enterrés construits par percement dans les terrains vierges sans ou avec déblaiement des masses de terres supérieures. Parmi les différentes

Chapitre I : Définitions et classifications des ouvrages souterrains

classifications qui sont présentes, nous citerons celle de Barton et al. 1974 qui classe les ouvrages souterrains suivant leur destination, en caractérisant la sécurité requise par ordre croissant:

Tableau I.1: Classification des ouvrages souterrains

Classes	Descriptions
A	Excavation minière à caractère temporaire
B	Puits verticaux
C	Galeries Hydrauliques, collecteurs d'assainissement, galeries de reconnaissances
D	Cavités de stockage, stations de traitements d'eau, tunnels routiers, tunnels ferroviaires, tunnels d'accès
E	Usines souterraines (plus souvent hydroélectrique), tunnels autoroutiers, tunnels ferroviaires, galeries de métro, abris de défense civile.
F	Centrales nucléaires souterraines, gares souterraines, salles ouvertes au public (sport, spectacle)

I-5. Croissance de la construction des ouvrages souterrains et tunnels:

La construction des tunnels est l'une des premières activités d'ingénierie qui ait laissé des traces importantes sur l'histoire récente de la civilisation humaine. Le tunnel le plus ancien actuellement connu semble bien être celui qui a été construit en Mésopotamie sous l'Euphrate il y a 4000 ans à l'époque de la reine Sémiramis. Ce tunnel est d'une longueur de 1 km, il reliait le palais royal de Babylone au temple de Jupiter » (Gesta 1994).

Aujourd'hui, cette branche du génie civil est en pleine expansion, soutenue par une série d'innovations technologiques et par les soucis écologiques dont témoignent les politiques de transport et d'urbanisme. Les civilisations modernes ont élargi le génie de souterrain afin de répondre aux besoins croissants de communication, de transport (marchandises, eau), mais aussi pour assurer le stockage des matières dangereuses (pétrole, gaz), pour décongestionner la surface des villes (parkings souterrains) ou pour loger des unités de production d'énergie (centrales enterrées).

La figure I-2 donne la longueur cumulée des ouvrages souterrains construits dans le monde entre 1999 et 2004 (Atkins et al. 2006), ainsi que la permanence du nombre d'ouvrages souterrains construits durant ces dernières années.

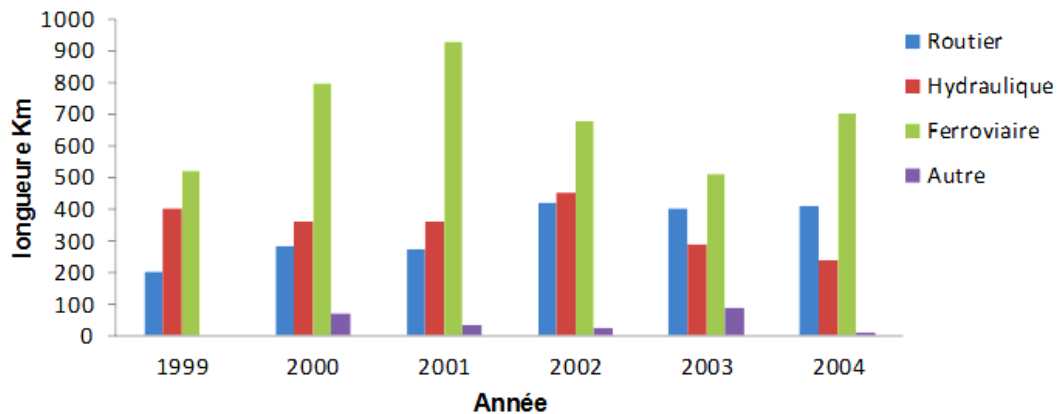


Figure I-2 : Tunnels construits entre 1999 et 2004 dans le monde (Atkins et al. 2006)

I-6-Terminologies :

I- 6-1-Description d'un tunnel :

- Les tunnels sont des ouvrages souterrains destinés à créer une liaison entre deux points en vue d'instaurer des possibilités de transport ou de communication par l'élimination des obstacles topographiques qui les séparent.
- Les tunnels sont réalisés sans l'excavation des couches supérieures du terrain.
- La figure I-3 présente les termes couramment associés à l'excavation d'un puits ou d'un tunnel. Le terrain se déforme à deux endroits : au front de taille on parle d'extrusion et en parois on parle de convergence.
- Le front de taille est une surface plane dont le contour forme le profil du tunnel. Dans la plupart des cas, on considère que les convergences sont stabilisées après deux diamètres en arrière du front.

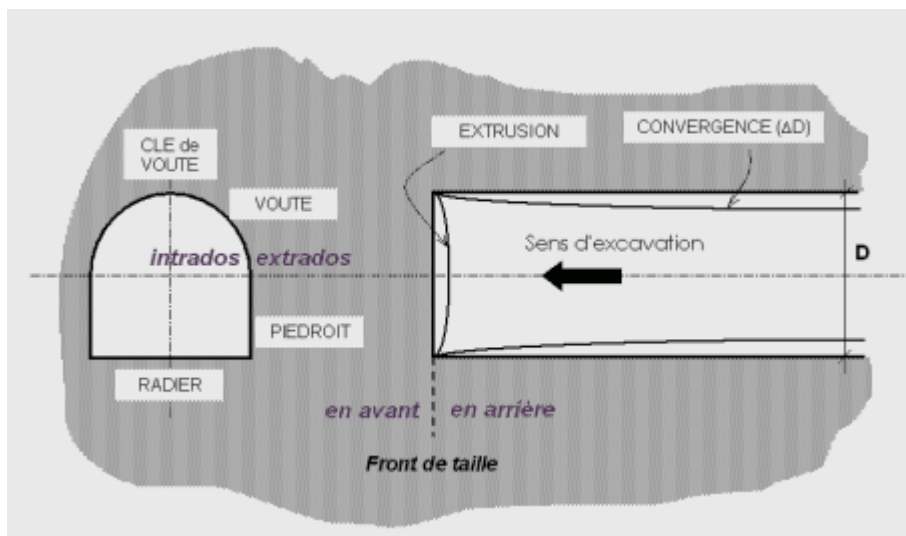


Figure I-3- Coupe transversale et longitudinale d'un tunnel au voisinage du front de taille.

I-6-2-Petit lexique :

Nous présentons une liste succincte de quelques termes utilisés en travaux souterrains.

– **Auscultation** : instrumentation et mesure de grandeurs physiques permettant de comprendre et de maîtriser d’une part le comportement de l’ouvrage, d’autre part son incidence sur l’environnement (terrain, tunnel, ouvrages voisins).

– **Blindage** : enfilage de plaques métalliques ou de planches en bois entre les cintres de soutènement.

Le blindage sert souvent de coffrage perdu lorsqu’il est accompagné d’un remplissage béton, il a également un rôle structurel de maintien.

– **Bouclier** : système de protection et de soutènement d’un tunnelier constitué le plus souvent d’un tube métallique épais à peu près du diamètre de la section excavée (syn. virolle).

– **calotte** : partie supérieure d’un tunnel dans une excavation par demi-sections (section supérieure).

– **Cintre** : profilé métallique normalisé (IPE, HEA, HEB...) cintré selon la géométrie du tunnel et qui sert à soutenir le terrain.

– **Confinement** : application d’une pression sur les parois d’un tunnel, par le biais d’un soutènement principalement, dans le but de limiter les convergences et le déconfinement du terrain.

– **Convergence** : rétrécissement diamétral d’une section de tunnel.

– **Débouillage** : venue d’eau et/ou de matériaux meubles violente et inattendue suite à l’excavation du front de taille.

– **Dé-confinement** : réorganisation des contraintes autour du tunnel, de part et d’autre du front de taille. On dit que le terrain est entièrement déconfiné lorsqu’il a atteint son équilibre final.

– **Décousu** : zone de terrain proche du front de taille non soutenue.

– **Exhaure** : évacuation des eaux qui s’infiltrant naturellement dans le tunnel ou qui sont utilisées pour les besoins du chantier.

– **Front de taille** : zone où l’excavation se réalise, fin provisoire du tunnel en creusement. Souvent le terme désigne la paroi verticale de terrain.

– **Fontis** : cloche formée par l’effondrement des terrains de proche en proche verticalement. Dans le pire des cas les fontis peuvent se propager jusqu’en surface.

Chapitre I : Définitions et classifications des ouvrages souterrains

- **Injection** : terme générique désignant les techniques de substitution et de comblement des vides dans les terrains par un coulis durcissant. Les injections ont deux utilités : augmenter la résistance et/ou étancher.
- **Marinage** : évacuation des marins issus de l'excavation.
- **Marins** : déblais formés par l'excavation d'un pas d'avancement.
- Pas d'avancement : longueur de terrain excavée en une seule phase.
- **Plan de tir** : plan du front de taille où figurent les trous de forage, les différents retards et microretards de détonateurs, les lignes de tir pour les tirs séquentiels ainsi que les quantités d'explosifs utilisées.
- **Rameau** : galerie reliant deux ouvrages souterrains (syn. intertube).
- **Sainte-Barbe** : Sainte patronne des mineurs et ouvriers des souterrains. Le 4 décembre, jour de sa fête, est l'occasion de nombreuses manifestations sur les chantiers de tunnels.
- **Stross** : partie inférieure d'un tunnel dans une excavation par demi-sections (section inférieure).
- **Tunnelier** : machine pleine section destinée à réaliser des tunnels, pouvant aller du creusement à la pose du revêtement final. On parle aussi de TBM (Tunnel Boring Machine).
- **Volée** : pas d'avancement d'un tunnel creusé à l'explosif. La volée correspond à la longueur de forage des trous pour les explosifs.
- **Voussoir** : écaille de béton armé préfabriquée. Plusieurs voussoirs forment un anneau, et plusieurs anneaux forment le revêtement de certains tunnels.

I-7. Classifications des tunnels:

Si l'on se réfère à leurs fonctionnalités, on peut distinguer (Figure I-4):

- Les tunnels de communication parmi lesquels : Les tunnels ferroviaires, routiers, Les tunnels de navigation,
- les tunnels de transport ; Galeries hydrauliques, galeries de canalisations ;
- Les tunnels et cavités de stockage : stockages liquides ou gazeux,

Si l'on se réfère à leur mode d'exécution, on peut distinguer:

- Les tunnels ou cavités construits à ciel ouvert ;
- Les tunnels construits en souterrain à faible ou forte profondeur ;
- Les tunnels construits par éléments immergés.
- Tunnels profonds, peu profond : les tunnels profonds sont excavés, souvent à l'aide de ce qu'on appelle un tunnelier. Pour les profondeurs intermédiaires.

Chapitre I : Définitions et classifications des ouvrages souterrains

Si l'on se réfère à la forme des ouvrages, on peut distinguer :

- Les tunnels proprement dits et les puits qui sont des ouvrages à grand développement linéaire et dont la section est constante ou peu variable ;
- Les cavités aux formes plus ramassées et souvent moins régulières dans lesquelles aucune des dimensions n'est prépondérante.

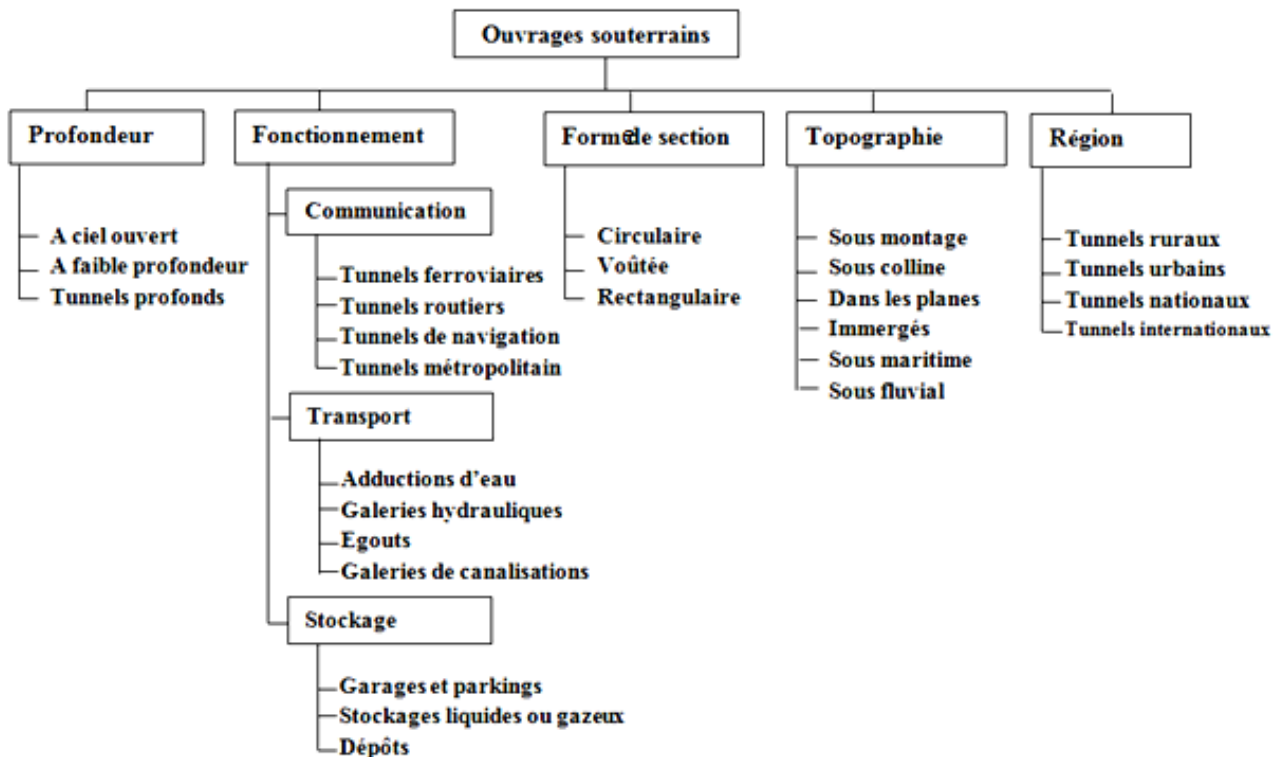


Figure I-4 : Classification globale des tunnels (J. Idris 2007)

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.

I-8. conclusion :

Dans ce chapitre nous avons présenté les notions de base liées aux ouvrages souterrains, leurs classifications et les formes des différents ouvrages souterrains selon leurs fonctionnalités. Le lecteur trouvera aussi un lexique complet des termes liés aux travaux souterrains.

CHAPITRE II :
CONCEPTION ET TECHNIQUES
DE CONSTRUCTION DES
TUNNELS

Chapitre II : Conception et techniques de construction des tunnels

II-1. Introduction :

Depuis une trentaine d'années de nouvelles méthodes de construction ont été introduites sur les chantiers, elles permettent de réaliser des ouvrages en site urbain dans des terrains meubles et aquifères sans occasionner de dégâts importants en surface du sol, la simulation d'un ouvrages souterrain est liée étroitement à la méthode d'excavation et la réponse du massif, la connaissance des techniques de construction est importante pour arriver à des phasages de modélisation satisfaisante.

Les tunnels peuvent être creusé dans différents types de matériaux, depuis l'agile jusqu'aux roches les plus dures, et les techniques d'excavation dépendent de la nature du terrain. Quelques notions de base sont nécessaires avant de parler à proprement dit des techniques de constructions des tunnels. Toute construction dépend du lieu où elle va être réalisée. Pour les tunnels, il faut donc prendre en compte diverses données, comme le type de sol, la stabilité de celui-ci, la profondeur à laquelle on souhaite arriver, etc. C'est ainsi que les techniques de construction doivent tenir compte de l'hydrologie et la géologie du sol. Pour déterminer les caractéristiques du sol.

II-2- Conception :

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

- **au parti fonctionnel retenu** : Les conditions d'utilisation du tunnel en service déterminent le volume utile nécessaire : à la circulation des véhicules, tel que défini dans le document "Géométrie", aux différents équipements assurant l'éclairage et la sécurité, à la ventilation, aux conduites transitant par l'ouvrage (caniveaux d'évacuation d'eau, égouts, câbles, etc...).
- **à l'environnement de l'ouvrage** : : la sensibilité aux déformations et vibrations des ouvrages, constructions, sites naturels à proximité des travaux de creusement ; la présence de nappe aquifère (niveau à maintenir et qualité des eaux à conserver).
- **au terrain encaissant** : La connaissance de la réaction du terrain au creusement est bien sûr fondamentale. En particulier les problèmes et les solutions sont de nature très différente selon que l'on a affaire à : des massifs rocheux globalement stables où le soutènement n'intervient que pour s'opposer à d'éventuelles chutes de blocs, des terrains dans lesquels le front de taille est stable mais qui nécessitent un soutènement proche du front, des terrains dans lesquels le

Chapitre II : Conception et techniques de construction des tunnels

front de taille est instable ou bien dans lesquels il faut parfaitement maîtriser les mouvements pour respecter des contraintes de tassement en surface.

Ces facteurs interviennent en priorité dans la définition du profil en travers de l'ouvrage et dans le choix des procédés de construction. Rappelons d'autre part que le tracé et le profil en long de l'ouvrage sont eux-mêmes définis en tenant compte des contraintes liées à l'environnement et au terrain.

II-3 -Les différentes méthodes d'exécution des tunnels :

On distingue deux méthodes principales d'exécution des tunnels :

- les méthodes basées sur des opérations d'avancement cyclique : creusement, marinage*, soutènement.
- les méthodes où ces opérations sont effectuées en quasi-continuité avec l'emploi de machine à l'attaque globale ou de boucliers.

Le choix entre ces deux méthodes repose sur de nombreux critères :

- Equipement des entreprises
- Adaptation de la méthode aux terrains prévus
- Géométrie de l'ouvrage (forme et dimension)
- Délais de réalisation
- Nuisances de l'environnement

II-3.1) Creusement à l'explosif (technique de minage) :

L'abattage avec emploi d'explosifs a été pendant de nombreuses années la méthode la plus utilisée pour l'excavation des tunnels dans les roches de dureté moyenne à élevée, à tel point qu'elle est également connue comme la méthode 'conventionnelle' d'excavation.

Le creusement à l'explosif s'effectue en trois étapes successives : perforations des trous, abattage et marinage.

- **a) Perforation des trous :**

La perforation se fait aux marteaux perforateurs à air comprimé montés sur des tracteurs suivant un plan de tir (Figure II-1).

Le plan de tir définit avec précision le chargement, la qualité et la masse d'explosifs à mettre en œuvre et leur étagement.

La longueur des forages est généralement comprise entre 3 m (tunnels de section $< 50\text{m}^2$) et 4 m (tunnels de section $> 50\text{m}^2$). Le diamètre des forages est compris entre 2.6 et 4 cm. On recommande aussi par souci d'efficacité d'utiliser des trous parallèles.

***NB : Le marinage est l'opération des déblais à l'extérieur.**



Figure II-1: perforation des trous

- **b) Abattage et marinage :**

Les trous de mine sont chargés par des explosifs. L'abattage se fait par mise à feu en respectant l'ordre indiqué sur le plan de tir par des numéros. L'efficacité de l'explosion est très favorisée par le décalage dans le temps des explosions. On utilise donc des détonateurs à retards (intervalle 0.5 seconde entre numéros consécutifs). On peut aussi utiliser des microretards pour les tunnels de grandes sections (intervalle de 25/1000 s entre numéros consécutifs). Les charges utilisées varient de 0.75 à 3 kg/m³.

Pour que le matériau brisé par l'explosion puisse se déplacer vers une surface libre, il faut dégager un bouchon central en prévoyant tout d'abord un trou central qui ne sera pas chargé et quelques trous autour qui seront chargés, et dont la mise à feu s'appelle sautage du bouchon.

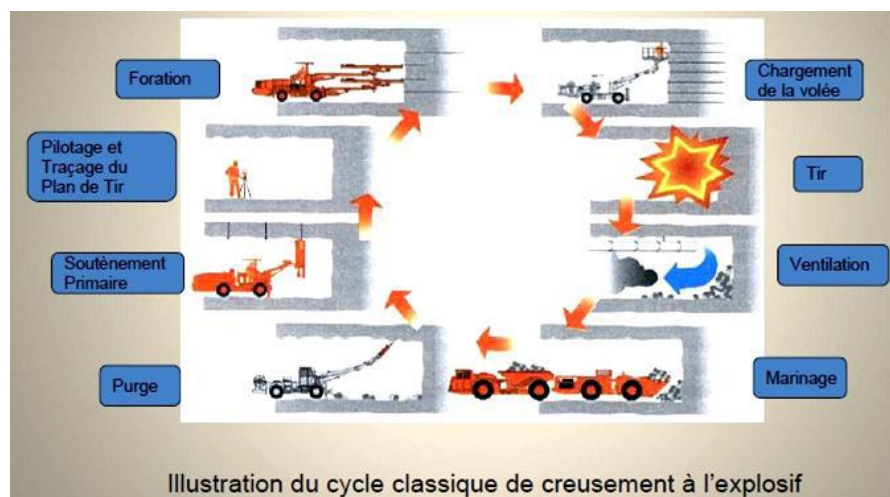


Figure II-2 : Illustration du cycle classique de creusement à l'explosif

Chapitre II : Conception et techniques de construction des tunnels

- **c) Effet des tirs sur le voisinage :**

L'utilisation des explosifs provoque des ébranlements qui se propagent à la manière des séismes et qui peuvent provoquer des dégâts aux constructions avoisinantes.

L'apparition des dégâts est surtout liée à la vitesse particulière de vibration du sol et à l'état de l'ouvrage concerné.

Pendant les travaux, on procède à des mesures de vitesses de vibration en utilisant des géophones. Ce sont des capteurs de vitesse disposés sur les murs principaux ou au voisinage des fondations des structures mitoyennes.

Différents auteurs ont proposé des valeurs seuils au-dessous desquelles la probabilité d'apparition de dégâts est très réduite.

Chapot (1981) propose une fourchette de vitesses de 1 à 3 cm/s applicable aux immeubles courantes et aux chantiers de travaux publics. A partir de 3 cm /s les vibrations sont fortement ressenties par les personnes.

Pour mettre en évidence ces influences, il faut déterminer la relation mathématique (1) entre la quantité d'explosif utilisée et la vitesse de vibration résultante au point considéré, cela nous aide à adapter le plan de tir avec l'environnement (figure II-3). On peut tout de même estimer celles-ci après calages grâce à la formule (1) d'amortissement dite "Loi Chapot" :

$$V = K \frac{Q^{0,9}}{D^{1,8}} \quad (1)$$

Ou :

V : vitesse particulière (cm/s), D : distance entre le point de mesure et le point de tir (m)

Q : quantité d'explosif en gramme (g), K : varie suivant le site et la nature de la roche

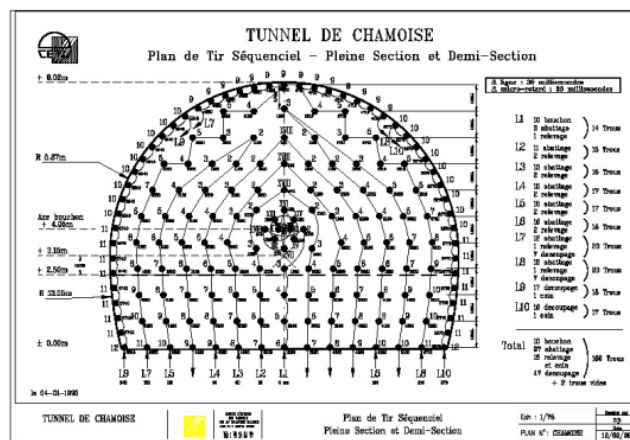


Figure II-3 : Plan de tir séquentiel optimisé pour le tunnel de Chamoise (1993).

II-3.2) Creusement mécanique :

Le creusement mécanique est un procédé qui, par suite à de cassures locales occasionnant un processus de décohésion, tend à la séparation locale des éléments constituant du rocher.

Les machines correspondantes sont appelées machines à forer. Elles ont un domaine d'emploi physiquement limité par la nature de leurs outils et la puissance disponible. On distingue les machines à attaque globale et les machines à attaque ponctuelle. Les machines à forer au rocher emploient deux types d'outils :

- Les pics qui creusent un sillon dans la roche sous l'effet oblique qui leur est appliqué. Ils équipent généralement les machines à attaque ponctuelle.
- Les molettes constituées d'un disque qui roule librement sur la roche en exerçant un effort normal très élevé. Les molettes pénètrent ainsi dans la roche et créent un sillon.

Les outils perdent de leurs qualités quand la température augmente. Leur refroidissement est donc indispensable.

• II-3-2-1) Machine à abattage global (tunneliers) :

Un tunnelier présente très souvent trois parties distinctes (figure II-4) :

Tout d'abord la **roue de coupe** ou **tête d'abattage**, organe muni de dents et / ou de molettes ; qui par le double effet d'une rotation (moteurs hydraulique ou électrique) et d'une translation (vérins s'appuyant sur les voussoirs ou les parois du tunnel) creuse le terrain.

- Ensuite le **bouclier, anneau métallique** protégeant la machine et les hommes pendant la pose du revêtement définitif (on le classe comme soutènement). Sa partie finale peut être articulée et se terminer par une jupe.
- Enfin le **train suiveur**, constitué de remorques successives où sont installés les différents ateliers nécessaires à l'avancement du chantier : approvisionnement en voussoirs, injections de bourrage derrière les anneaux du revêtement ; pose de la ventilation, alimentation électrique, cabine de pilotage, système de marouflage, etc...le train roule directement sur les voussoirs, lorsqu'il y en a, ou sur des rails posés à même le rocher.

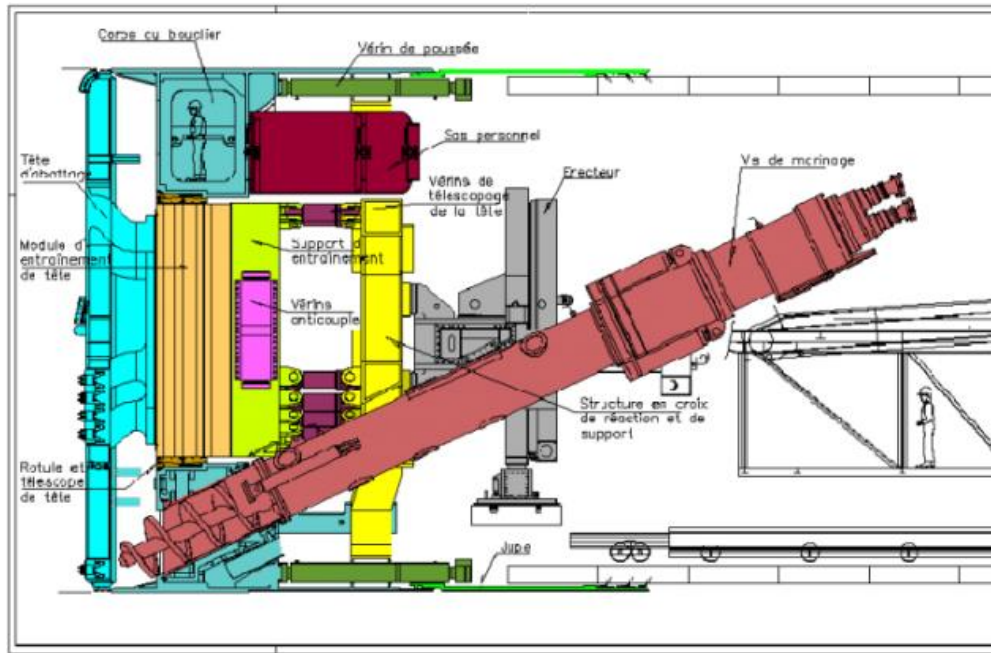


Figure II-4 : Coupe schématique d'un tunnelier à pression de terre

Les machines à attaque globale sont caractérisées par la rapidité d'avancement (avancement généralement >10 m/j).

On peut répertorier la technologie de creusement avec le type de roche et les conditions hydrogéologiques :

- Roches dures : on utilisera un tunnelier équipé de molettes, qui écrasent et fissurent la roche. Le front sera ouvert et l'évacuation des déblais sera réalisée, après concassage, par un convoyeur à bande (tapis roulant). La Figure II-5 illustre le fonctionnement d'un TBM roches dures, équipé de grippeurs.

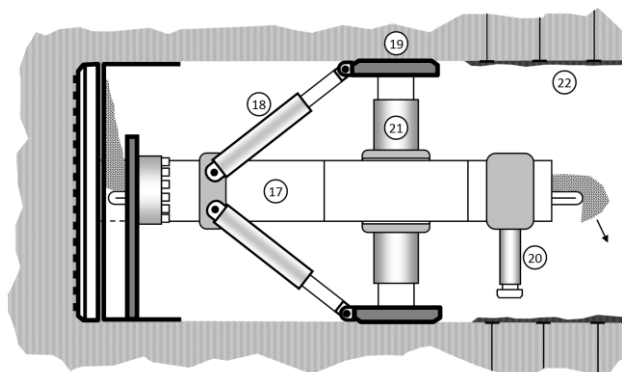


Figure II-5 : Coupe schématique d'un tunnelier à grippeurs

- Evacuation des déblais se fait également de façon hydraulique, par pompage de boue chargée, par pompage de boue chargée depuis le front du tunnelier jusqu'à la station de séparation généralement située à l'air libre (Figure II-6)

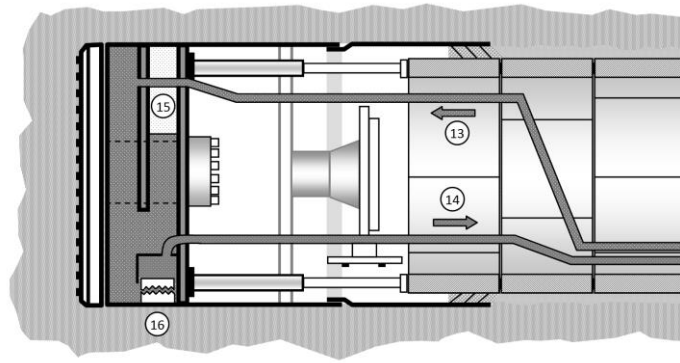


Figure II-6 : Coupe schématique d'un tunnelier à pression de boue

- **II-3-2-2) Types de boucliers :**

- a) **Boucliers mécanisés (ouverts) :**

Le profil de la section creusée est généralement circulaire quand le bouclier est équipé d'un plateau porte outil rotatif (Figure II-7).

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

La stabilité naturelle du front de taille peut être localement renforcée par des moyens de protection mécanique (plaque ou volets)

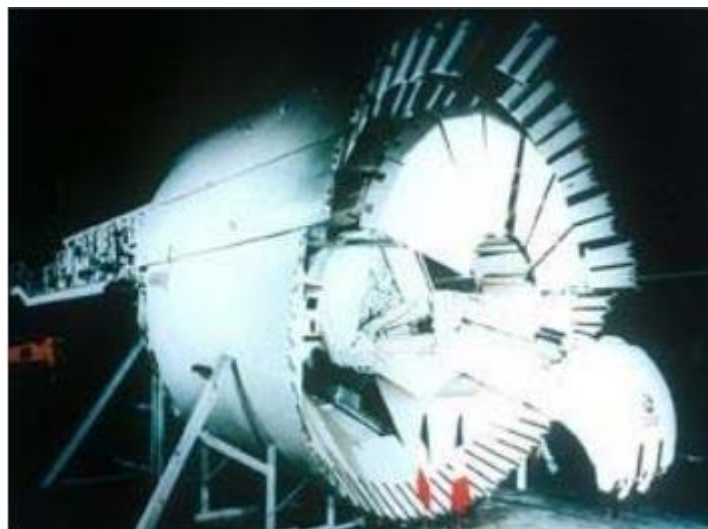


Figure II-7 : bouclier mécanisé

- b) **Boucliers à air comprimé :**

Ce mode de confinement ancien est encore couramment utilisé pour s'opposer à la pression hydrostatique moyennant le respect de certaines conditions géologiques (couverture suffisante de terrain, granulométrie fine, présence d'un horizon perméable). Les inconvénients de ce procédé sont liés essentiellement à

l'hétérogénéité des terrains et aux fuites d'air qui peuvent conduire à aggraver le risque de tassement en surface.

-c) boucliers à pression de boue :

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

Ce procédé nécessite l'installation d'une station de traitement pour dessabler les boues et les générer (figure II-8). Les contraintes d'utilisation sont liées aux terrains hétérogènes avec présence de blocs nécessitant un concassage, voire même une intervention à front ainsi qu'aux terrains très imperméables nécessitant des adjuvants dans les boues.

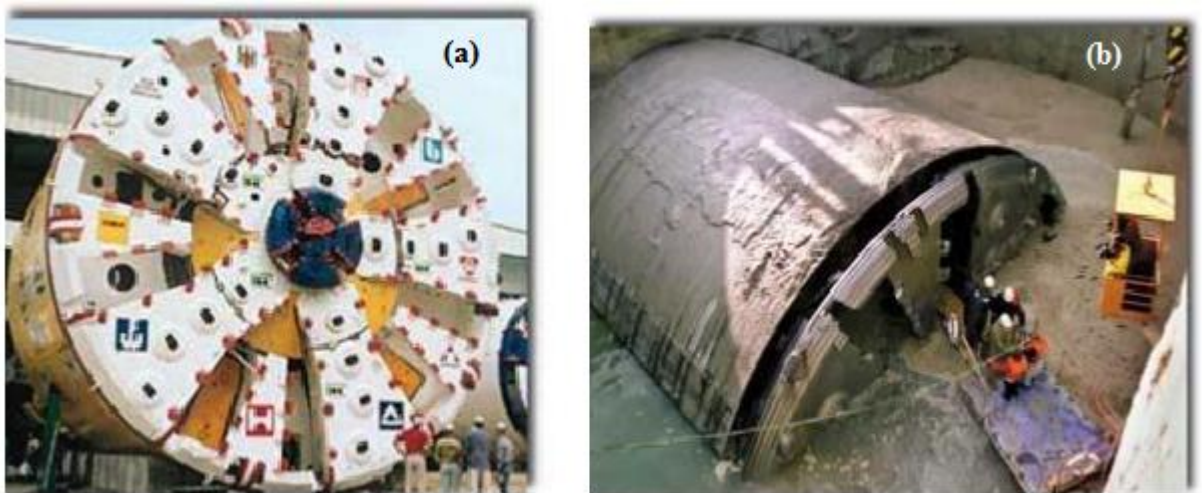


Figure II-8 : Tunnelier mixte et à pression de boue Hambourg 14,2m diamètre a) Entrée b) Sortie

-d) boucliers à pression de terre :

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

La réussite de ce type de confinement par vis nécessite une maîtrise parfaite des pressions dans la chambre et la connaissance en permanence des volumes excavés. Les terrains pour leur part doivent être suffisamment maniables pour assurer une pression homogène dans la chambre et suffisamment imperméables pour maintenir une

pression d'eau suffisante à front quand celle-ci existe de manière à mobiliser un gradient de pression dans la vis.

- **e) boucliers à boue lourde :**

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

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

II-3-2-3) Machine à abattage ponctuelle :

La tête de forage munie de pics d'abattage, est portée par un bras mobile qui lui permet de balayer progressivement les sections à excaver (figure II-9). La poussée nécessaire étant assez réduite, ce type de machine ne nécessite pas d'appuis latéraux. Il permet en plus d'attaquer le front à l'endroit choisi et de réaliser des profils de forme quelconque.



Figure II-9 : Machine à abattage ponctuelle

II-4 Mode de creusement :

On distingue trois modes de creusement : le creusement en pleine section, le creusement par demi-section supérieure et le creusement en section divisées.

II-4-1) Creusement en pleine section :

C'est le procédé habituel pour les tunnels d'une faible section pouvant facilement être couverte par une machine à attaquer ponctuelle. Pour des sections importantes (plus de 40 m²), ce procédé nécessite une machine à attaque globale et suppose un terrain de bonne tenue.

Chapitre II : Conception et techniques de construction des tunnels

Elle est donc bien adaptée lorsqu'on pense pouvoir l'employer sur de grandes longueurs de terrain homogène, ne nécessitant pas l'utilisation d'un autre soutènement que le boulonnage et le béton projeté (figure II.10). L'évolution des matériels a tendance à étendre le nombre des chantiers attaqués à plein section.

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



Figure II-10 : Creusement en pleine section

II-4-2) Creusement par demi-section supérieure :

Lorsque la section transversale est grande et que la stabilité de la voute est précaire, on réalise d'abord le creusement de la partie supérieure de la section, la partie inférieure étant réalisée avec un décalage dans le temps (figure II-11). On doit si nécessaire renforcer le soutènement avant creusement du stross, aussi bien en partie supérieure (cintre, blindage, béton projeté, béton) qu'en partie inférieure (micropieux sous les appuis de cintres, colonnes de jet-grouting en piédroits). En générale, le revêtement définitif n'est mis en place qu'après excavation de la totalité de la section.

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

L'intérêt fondamental de la demi – section, par rapport à une méthode de creusement en section divisée est de permettre une mise en place rapide d'un soutènement ou d'un

revêtement sur toute la partie supérieure. Par rapport à la pleine section, elle représente l'avantage de nécessiter un matériel moins important et d'employer des moyens de terrassement habituels pour l'excavation du stross.

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



Figure II-11 : creusement par demi-section

II-4-3) Creusement en section divisée :

Le procédé s'impose dans le terrain de très mauvaise tenue lorsque les autres méthodes présentent des risques d'exécution ou conduisent à des tassements inadmissibles en surface (tunnel urbain sous faible couverture).

La méthode de creusement en section divisée consiste en l'ouverture préalable d'une (ou plusieurs) galeries de petite section dont une partie du soutènement participe au soutènement de l'excavation totale à réaliser. La section peut être divisée de différentes façons (figure II-12). Ces galeries peuvent être exécutées sur toute la longueur de la zone à réaliser en section divisée avant le début de l'excavation du reste de la section.

Les avancements journaliers à attendre pour le creusement d'une petite galerie avec soutènement lourd peuvent varier de 1 à 4 m/ jour. L'avancement de la section totale après réalisation des petites galeries peut varier de 0.50 à 3 m/jour. Le cout très élevé dans ces mauvais terrains peut être fortement majoré au passage d'accidents de chantier ou lorsque le recours à des procédés de traitement de terrain s'avère nécessaire.

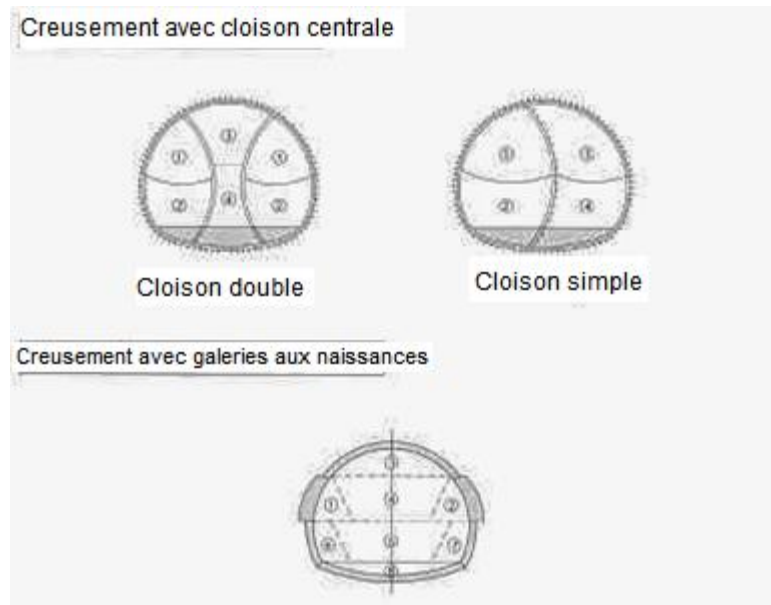


Figure II-12 : Creusement par sections divisées

II-5-Tehnique 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.

Le choix du soutènement est une étape décisive dans un projet de tunnel. Il s'agit d'un problème très complexe qui fait intervenir :

- Les propriétés du rocher
- La géométrie de l'excavation
- Le mode de creusement
- Le moment de pose du soutènement
- Des considérations économiques.

Les soutènements sont classés en deux catégories principales.

- Les soutènements agissants **par supportage** (méthodes traditionnelles) comme les cintres métalliques et les voussoirs.
- Les soutènements agissant **par confinement** (méthodes modernes) comme le béton projeté et les boulons.

L'action de supportage se caractérise par une résistance plus forte des éléments de soutènements par rapport aux capacités de résistance propre du terrain.

Dans l'action de confinement, le terrain joue le rôle essentiel, le soutènement aide le terrain à soutenir lui-même.

II-5.1) Soutènement par supportage :

L'utilisation d'anneaux correspond à la technique la plus traditionnelle. Les éléments employés sont essentiellement les cintres métalliques et les voussoirs.

II-5.1.1) Cintres métalliques :

Les cintres apparaissent sous forme d'arcs ou de portiques disposés selon la section transversale des tunnels, ils sont constitués de profilés métalliques souvent en HEB ou TH (Figure II-13), les cintres constituent un soutènement discontinu de terrain. L'espacement des cintres, en fonction de leur capacité de résistance comparée à la valeur de la poussée des terres, est généralement compris entre 0.8 et 1.50 m. si le terrain est de très mauvaise qualité, on prévoit ce qu'on appelle un enfilage sur cintres : on enfile des plaques métalliques, des rails ou des tubes perforés (voutes parapluie). Ils prennent appui sur les cintres à l'arrière de la zone de taille et pénètrent dans le terrain à l'avant du front de taille pour assurer le soutènement des terres tout au long de son creusement et avant la mise en place d'un nouveau cintre au front.



Figure II-13 : Cintres métalliques

Il existe deux catégories de cintres métalliques :

- a) Cintres métalliques légers :** leurs applications sont très réduites. Ils sont utilisés pour la protection provisoire du personnel. Ces cintres sont caractérisés par :
- un faible poids qui rend leur mise en place plus simple ;
 - une inertie insuffisante.

- b) Cintres métalliques lourds :** ils sont utilisés pour un soutènement par supportage.

Les cintres qui appartiennent à cette catégorie sont caractérisés par :

- Les dimensions de leurs éléments qui sont définies en fonction des encombrements maximum, pour leur mise en place, et en fonction du mode de réalisation.
- Une forte inertie qui permet de stabiliser les parois de l'excavation.

A noter :

La stabilité de cintre dépend de la façon dont il est bloqué dans le terrain.

Le cintre est très vulnérable au flambement, ce qui réduit sa capacité de résistance.

II-5.1.2) Voussoirs :

Les voussoirs sont des soutènements plus lourds et classiques. Dès 1825 l'ingénieur Brunel a employé les voussoirs dans les tunnels de communication sous la tamise et la seine puis sous bien autres fleuves.

Le rassemblement de six à dix voussoirs avec le complément d'un voussoir de clé, nous donne un anneau (Figure II-14).

Ces revêtements sont de forme circulaire (Figure II-15), ils sont toujours utilisés lorsque le creusement est fait par une machine à attaque globale dans les roches meubles et les sols.



Figure II-14 : Voussoirs en béton préfabrique



Figure II-15 : Revêtement en voussoir

Les différents types de voussoirs sont :

a) Voussoirs en fonte : ce type de voussoirs est utilisé pour les tunnels de grandes dimensions ainsi que pour deux tunnels proches.

Ce sont des plaques d'acier raidies par des nervures reliées par boulons mis en place de bas en haut. Sa conception aide à supporter les suppressions ultérieurement, mais elle a comme

Chapitre II : Conception et techniques de construction des tunnels

inconvenients : une consommation d'acier élevée ; une apparence peu esthétique et un dépôt de poussière et d'autres déchets.

b) Voussoirs à plaques d'acier soudées : ils sont employés pour les tunnels de petit diamètre. Ces voussoirs sont composés par des cintres de tôle d'acier avec nervures de bord sur lesquelles sont soudés des fers plats (raidisseurs), dans les deux autres bords on prévoit des plaques soudées suivant le rayon de courbure. Ce soutènement est caractérisé par son poids réduit, comme il présente une étanchéité parfaite avec un prix modère. Des inconvenients sont à signaler : une faible résistance à la corrosion et une transmission non régulière des efforts produits par les vérins propulseurs.

c) Voussoirs de bétons préfabriqués : leur domaine d'utilisation est les terrains cohérents. Ils suivent généralement la forme dans la partie de contact, ce qui assure une bonne surface de contact. Leur poids est allégé par rapport aux autres types de voussoirs. Parmi les résultats négatifs de l'utilisation de cette méthode : la formation des fissures éventuelles due à la pression des vérins et l'avancement lent du bouclier.

d) Voussoirs à béton armé nervuré : parmi les caractéristiques de ce type de voussoirs, le renforcement de béton par les armatures.

L'armement d'un béton se fait par : des armatures transversales d'un diamètre de 10 mm et d'étriers de 5 mm de diamètre, des joints longitudinaux colmatés avec couches bitumineuse de 3 mm d'épaisseur, et des joints circulaires munis de plaquettes en bois bitumé bien repartis.

L'utilisation de ce type de voussoirs est faite généralement pour les tunnels à faible profondeur. Elle réussit tout en assurant un bon contact sol-voussoir à l'aide des injections de bourrages, et par l'emploi des vérins. Ces derniers provoquant des écailllements dans les angles des voussoirs et une détérioration des nervures.

e) Voussoirs en béton précontraint : il existe une précontrainte transversale qui passe à travers l'épaisseur du voussoir, et précontrainte longitudinale qui s'effectue entre deux voussoirs en leur longueur. Ce type de voussoirs est employé pour les tunnels à faibles profondeur et pour les canalisations d'égouts.

Les avantages de son utilisation sont : l'économie de matériaux, la bonne étanchéité à la mise en tension, le comportement monolithique et l'absence du moment de flexion. Mais cette utilisation nécessite une technique poussée et une main d'œuvre spécialisée, en plus un cout élevé.

II-5.2) Soutènement par confinement :

II-5.2.1) Béton projeté :

Chapitre II : Conception et techniques de construction des tunnels

Le premier soutènement par projection qui a été employé est le mortier projeté des 1918. Il a été utilisé pour protéger le terrain d'altérations diverses sous le nom de gunite. Après le développement des matériels de projection et des accélérateurs de prise chimiques, on est arrivé à découvrir le béton projeté.

Cette technique faisant appel à du béton à prise rapide est utilisée pour garder au terrain sa résistance initiale au fur et à mesure des travaux. Après l'emploi d'une couche de quelques centimètres d'épaisseur protégeant immédiatement le terrain découvert et limitant sa décomposition, on dispose un treillis soudé (quadrillage de fines barres d'acier soudées entre elles, dont la maille est supérieure à 15 cm) avant de procéder à la projection des couches suivantes.

Des études sont en cours pour remplacer le béton projeté traditionnel avec armature en treillis soudé par du béton projeté comportant des fibres métalliques de 2 à 6 cm de longueur mélangées aux agrégats avant projection.

Le béton est en général utilisé en association avec un autre type de soutènement (boulonnage ou cintres métalliques) ; 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) mais il peut être employé seul pour des tunnels de section modeste creusés dans des terrains altérables susceptibles de se déliter par modification thermique ou hygrométrique, ou par action mécanique. En revanche, il ne peut être appliqué en cas de venues d'eau importantes.

On peut aussi employer des tôles ondulées, ajourées et cintrées à la courbure voulue, elles jouent le rôle d'armature du voile de béton. Le béton projeté remplit d'abord le vide entre le rocher et la tôle qui joue à ce moment le rôle de coffrage, et ensuite il se fixe à la tôle et forme la paroi intérieure du tunnel.

Pour la mise en œuvre de cette méthode on utilise deux techniques de projection (Figure II-16) :

- a- Projection par voie sèche :** elle consiste à mélanger à sec le ciment, les agrégats et les adjuvants ; puis transporter ce mélange dans un courant d'air comprimé vers la buse de sortie appelée aussi la lancée. Au niveau de cette dernière, incorporer le mélange avec l'eau et projeter sous une grande vitesse.

La grande vitesse de projection qui offre une bonne adhérence, et le rôle hydratant que joue l'eau ajoutée font les avantages de ce mode. Tant que ses inconvénients sont : le rebondissement pendant la projection et la production de poussière.

- b- Projection par voie humide :** son principe est de mélanger l'eau, ciment, agrégats et les effectuer de la manière traditionnelle. La projection de ce mélange est faite à l'air comprimé si le flux est dilué, ou sous la pression de pompe à béton si le flux est dense. Ce mode a comme inconvénients une mauvaise adhérence et compacité.

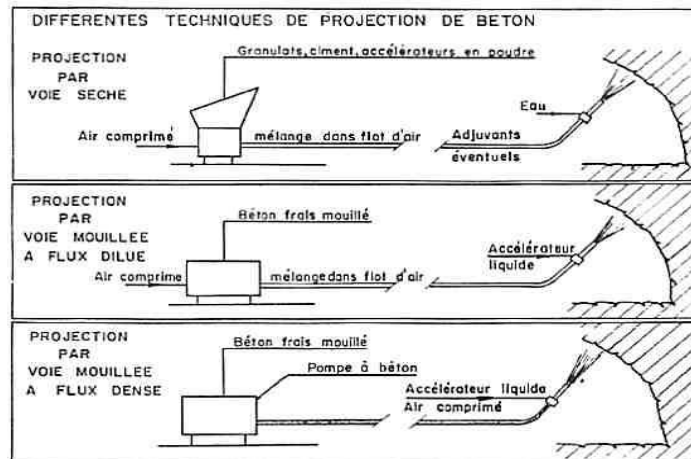


Figure II-16 : Différents types de projection du béton

II-5.2.2. 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 II.17). 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. 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).

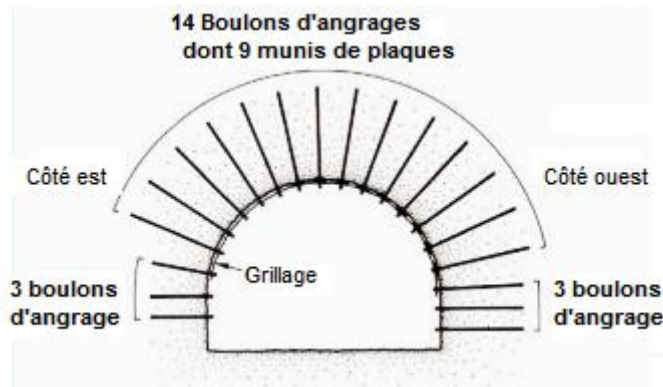


Figure II-17 : Boulons d'ancrages

Suivant leur configuration, il existe plusieurs types de boulons.

- **Boulons à ancrage ponctuel :** L'ancrage est assuré par un dispositif mécanique (figure II.17) 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.
- **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 II-18) ou un mortier de ciment.

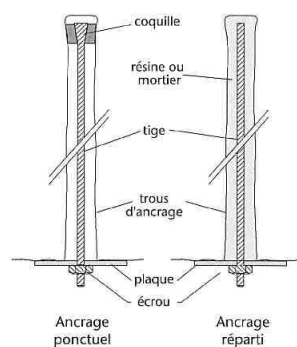


Figure II-18 : Boulons à ancrage réparti

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

Chapitre II : Conception et techniques de construction des tunnels

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 supérieurs 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 contreplaque et d'un boulon.

II-6-Revêtement définitif : Le revêtement définitif des tunnels n'est, en principe, mis en place, que lorsque l'une des conditions suivantes se trouve réalisée :

—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 ;

—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

Chapitre II : Conception et techniques de construction des tunnels

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.

II-6.1. 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.

II-6.2. Bétonnage : Le ciment Portland artificiel peut être éventuellement utilisé dans les terrains secs. 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). 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).

II-6.3. 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 hydro gonflant, 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).

II-7. Ouvrages particuliers :

II-7.1. Les puits et descenderies : Un puits qui n'est rien d'autre qu'un tunnel vertical se réalise de la même façon, les machines et les ouvriers travaillant simplement sur un front de taille situé à leurs pieds. Le marinage et le pompage des eaux posent tout de même plus de soucis, puisqu'il faut évacuer les déblais à la verticale par des bennes suspendues à une grue. Les descenderies (ou plans inclinés) sont des ouvrages intermédiaires entre le tunnel et le puits. Ils sont le plus souvent creusés pour donner accès à un ouvrage principal, type tunnel ou parking souterrain.

II-7.2. Les grandes cavités : Par grandes cavités on entend les ouvrages dont les dimensions dépassent la vingtaine de mètres. Il s'agit des centrales hydrauliques souterraines, des laboratoires de recherche nucléaire, des bases militaires anti-atomiques, des réservoirs de stockage d'hydrocarbures et des ouvrages civils souterrains (gymnases, églises...). La construction de ces cavernes passe obligatoirement par une réflexion judicieuse du phasage d'excavation. On réalise de petites cavités, en s'assurant qu'elles sont correctement soutenues, et on les fait se rejoindre progressivement pour former la caverne. C'est ce que l'on appelle le creusement en sections divisées. Cette progression peut se faire de haut en bas, de bas en haut ou de façon symétrique. Le soutènement et le revêtement sont adaptés aux dimensions de l'ouvrage. On utilisera plus facilement par exemple des câbles précontraints en lieu et place des boulons traditionnels. La surveillance des convergences est d'une importance capitale pour le suivi d'exécution car à ces échelles, il est très difficile de prédire les déplacements et les mécanismes de ruine envisageables.

II-7.3. Les ouvrages à faible profondeur : Un ouvrage souterrain à faible profondeur (moins de deux diamètres du niveau du sol) peut être réalisé de deux façons :

- En tunnel, soit au tunnelier ou par attaque ponctuelle. On évitera l'explosif, surtout en zone urbaine, car trop risqué à cette faible profondeur.
- En tranchée couverte. On réalise une tranchée à ciel ouvert dans laquelle on construit l'ouvrage. Celle-ci est ensuite remblayée.

II-7.4. Les ouvrages à grande profondeur : Les roches qui, à la surface, semblent très résistantes ($R_c > 150\text{MPa}$) peuvent avoir un comportement complètement différent lors de leur traversée. Un autre phénomène, autrement plus violent, est le rockburst. Il s'agit d'une explosion soudaine de la roche en paroi, comprimée bien au-delà de sa résistance par le poids des terrains sus-jacents. Ces projections sont extrêmement dangereuses pour les ouvriers. Si le rocher ne cède pas brutalement, il s'écaille par plaques. Les discontinuités de la roche sont des zones de rupture privilégiées à isoler et à renforcer le plus rapidement possible. Les convergences enregistrées sont centimétriques, voire décimétriques et les soutènements

Chapitre II : Conception et techniques de construction des tunnels

doivent donc être "souples". A cette profondeur, il est illusoire de vouloir retenir ces poussées par des cintres métalliques. Pour accompagner les déformations, la pose de boulons à ancrage ponctuel très rapprochés et à forte ductilité s'est avérée efficace dans certaines situations¹⁸. Il n'existe malheureusement pas de "recette miracle" pour y creuser en toute sécurité. Il faut simplement surveiller très régulièrement les convergences, et prévoir que la roche continuera à bouger bien après le passage du front de taille (effets différés).

II-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.

CHAPITRE III :
METHODES DE CALCUL ET DE
DIMENSIONNEMENT DES TUNNELS

III.1.Introduction :

Au stade des études préliminaires, on dimensionne fréquemment les ouvrages souterrains à partir de la classification des massif rocheux (méthodes empirique qui sert surtout au pré dimensionnement du soutènement mais ne suffisent pas à justifier la stabilité de l'ouvrage)

- Méthode Empirique
- Méthode Analytique (méthode convergence - confirment).
- Méthode Numérique aux éléments finis.

III.2-Méthodes de dimensionnement de soutènement :

III-2-1- Méthodes semi-empiriques : ces méthodes est le fruit d'expériences antérieures faites lors de l'exécution de projets réalisés dans des conditions semblables. Cette approche est basée sur des classifications géo- mécaniques des massifs rocheux ; elle relie la qualité de la roche au soutènement assurant la stabilité et à la technique de creusement. Dans le schéma global de dimensionnement, ces classifications représentent le point de départ de l'évaluation qualitative et quantitative du système de soutènement.

le soutènement ou le revêtement était ensuite calculé généralement par la méthode des réactions hyperstatiques.

III-2.1.1.Classification de Bieniawski Z. T. : Bieniawski a présenté sa classification en 1973 en vue du dimensionnement des ouvrages souterrains et l'a modifiée à plusieurs reprises. La version actuellement utilisée est celle de 1989. L'indice RMR est la somme de cinq notes représentant la quantification de cinq paramètres caractérisant le rocher et d'une note d'ajustement dépendant de l'orientation des discontinuités vis-à-vis de l'ouvrage.

Le RMR a été calculé pour varier dans la gamme 0 à 100. Il utilise à plus de 70% la fracturation et n'accorde que 15% d'influence aux propriétés de la matrice et 15% aux conditions hydrogéologiques. Par contre cette notation ne tient pas compte des situations de fortes contraintes dans le massif au droit de l'ouvrage. (Voir annexe)

III-2.1.2.Classification de Barton : L'indice de qualité Q est le paramètre central d'une méthode, appelée Q-System, développée à partir de 1974 par le NGI (Norwegian Geotechnical Institute) pour caractériser la qualité d'un massif rocheux en vue du percement d'un tunnel et l'évaluation de sa stabilité. La méthode repose sur le même principe que le RMR de Bieniawski, c'est-à-dire qu'il s'agit de donner une note globale à la qualité d'un

Chapitre III : Méthodes de calcul et de dimensionnement des tunnels

massif par l'intermédiaires de paramètres. Au lieu d'être une somme de notes, il est le produit de six paramètres (Voir annexe). L'indice de qualité Q est donné par la relation III-1 :

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \chi \frac{J_r}{J_a} \chi \frac{J_w}{SRF} \quad \text{III-1}$$

La valeur de Q varie logarithmiquement de 0.001 à 1000 et définit 9 classes de rocher correspondant à la qualité du massif, depuis exceptionnellement mauvaise jusqu'à exceptionnellement bonne.

- **Détermination du mode de soutènement :**

Afin de pouvoir relier leur indice Q à des recommandations de soutènement dans les ouvrages souterrains (Figure III.1), Barton & al ont défini une grandeur supplémentaire qui est la dimension De équivalente de l'excavation donnée par la relation III-2:

$$D_e(m) = \frac{B}{ESR} \quad \text{III-2}$$

De: dimension équivalente de l'ouvrage.

ESR (Excavation Support Ratio) étant un facteur dépendant de la finalité de l'excavation, autrement dit, du degré de sécurité recherché pour la stabilité.

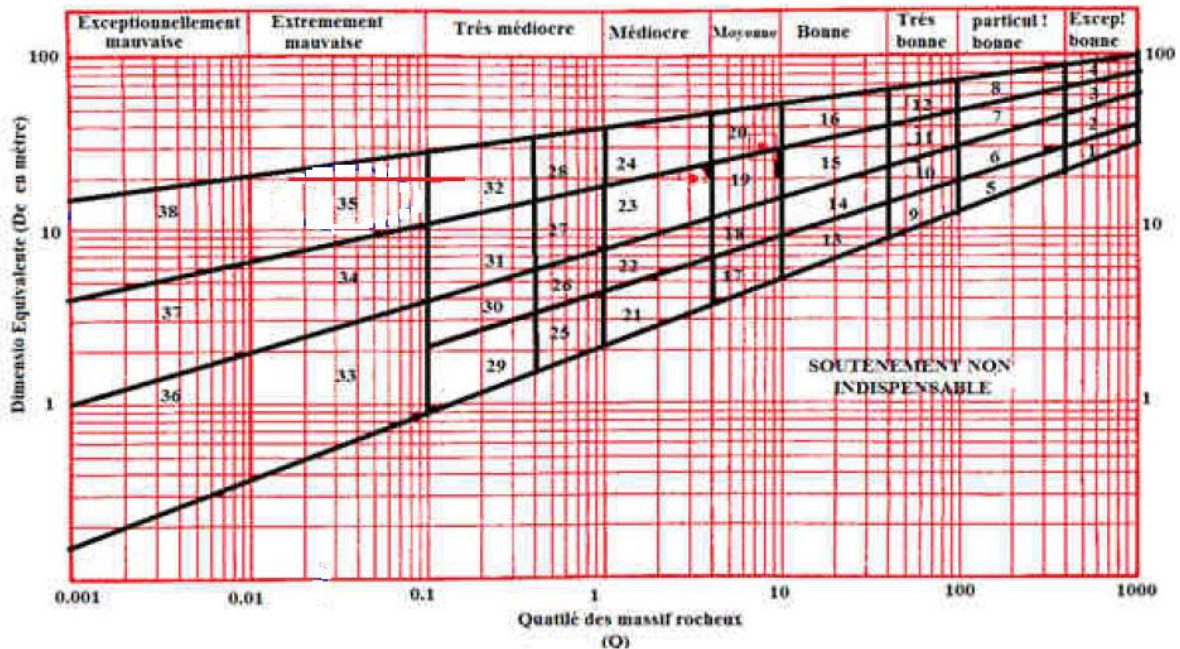


Figure III.1. Classification de BARTON

Relation entre Q, De et les catégories de soutènement.

Chapitre III : Méthodes de calcul et de dimensionnement des tunnels

III-2.1.3.Recommandations de l'AFTES (groupe de travail N° 1, 1993) a établi des recommandations pour une description des massifs rocheux qui s'inspire des définitions proposées par la SIMR (Société Internationale de Mécanique des Roches). L'AFTES (groupe de travail N° 7, 1993) a également établi des recommandations relatives au choix du type de soutènement en galerie à la suite des recommandations du groupe de travail N° 1. Pour chaque critère de classification et pour tous les types de soutènement, un tableau indique en fonction de la valeur du paramètre qui caractérise le critère en question, chacun des critères doit permettre de sélectionner le type de soutènement le plus approprié. (Voir annexe)

III-2.1.4.Méthode de TERZAGHI :

Cette méthode classe les milieux rocheux en 9 catégories la hauteur du terrain décomprimé pesant sur le soutènement est donnée par la formule générale. $H_p = K (B + H_t)$

H_p = hauteur de la surcharge de terrain uniformément répartie suivant l'horizontale donnée par le tableau

B = largeur de la galerie

H_t = hauteur de la galerie

K = Coefficient variable avec la nature et la texture du terrain

Cette formule est applicable aux tunnels à moyenne profondeur par lesquels la hauteur de couverture H est $> 1.5 (B + H_t)$

Tableau III.1 Choix du soutènement suivant le type de terrain

	Nature de a roche	H_p	Remarques
1	Dure et intacte	0 à 0.25 B	Quelques ancrages s'il y a chute de pierres
2	Dure et stratifiée	0 à 0.50 B	Soutènement léger
3	Massive avec quelques joint	0 à 0.25 B	La charge peut changer brusquement d'un point à un autre
4	Modérément ébouleuse	0.25 à 0.35 (B+Ht)	Pas de pression latérale
5	Très ébouleuse	0.35 à 1.10 (B+Ht)	Peu ou pas de pression latérale
6	Complètement broyée mais chimiquement intacte	1.10 (B+Ht)	Pression latérale considérable

Chapitre III : Méthodes de calcul et de dimensionnement des tunnels

7	Roche fluante à profondeur modérée	1.10 à 1.20(B+Ht)	Grande pression latérale Cintres circulaires recommandés
8	Roche fluante à grande profondeur	2.10 à 4.50 (B+Ht)	Grande pression latérale Cintres circulaires recommandés
9	Roche gonflante	jusqu'à 75 m indépendant de (B+Ht)	Cintres circulaires Dans les cas extrêmes, utiliser des cintres coulissants

III-2.1.5.Méthode de LAUFFER :

La classification des ouvrages souterrains dans cette méthode est basée sur un certain nombre de paramètres quantifiables, le paramètre le plus utilisé est l'indice de carottage modifié RQD (Rock quality designation) et la portée de tunnel en (m) (Figure III.2)

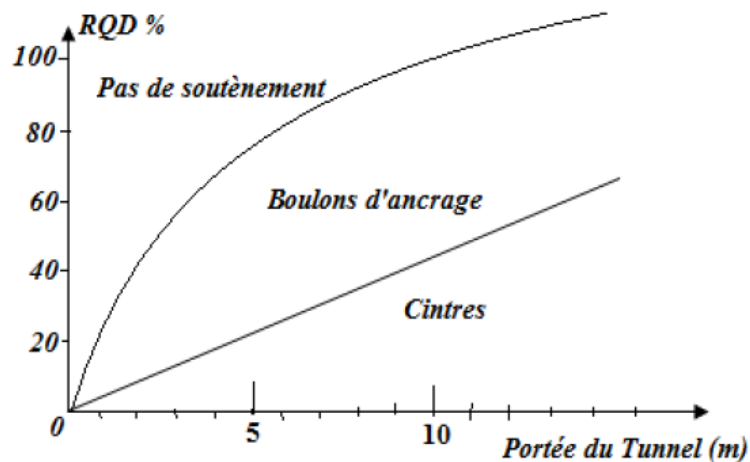


Figure III-2. Type de soutènement en fonction de RQD. Et de la portée du tunnel (D'après LAUFFER).

Le type de soutènement qui sera adopté d'après la classification de LAUFFER est les cintres.

III-2.2. Méthode des réactions hyperstatiques Dans cette méthode, on étudie le comportement du soutènement 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 (Figure III-3). 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.

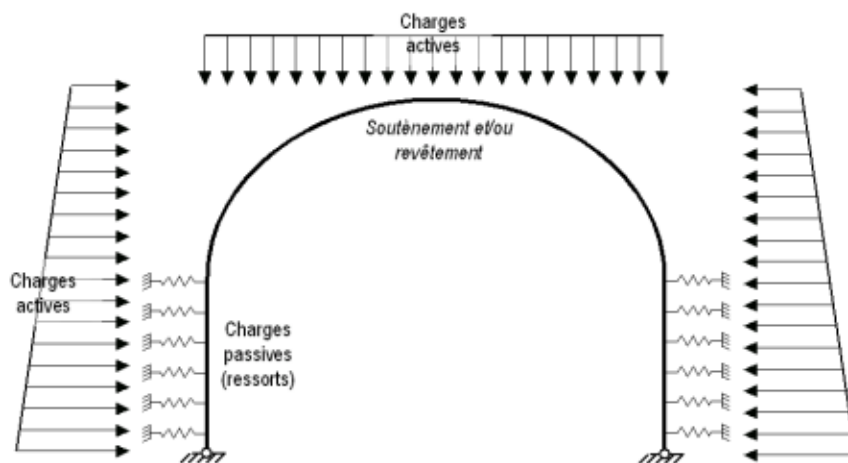


Figure III- 3– Schéma classique d'un modèle aux réactions hyperstatiques, avec les forces actives et passives (ressorts).

L'équilibre de la structure établi, il est alors possible d'accéder aux efforts dans le soutènement (M , N et T) ainsi qu'aux convergences maximales.

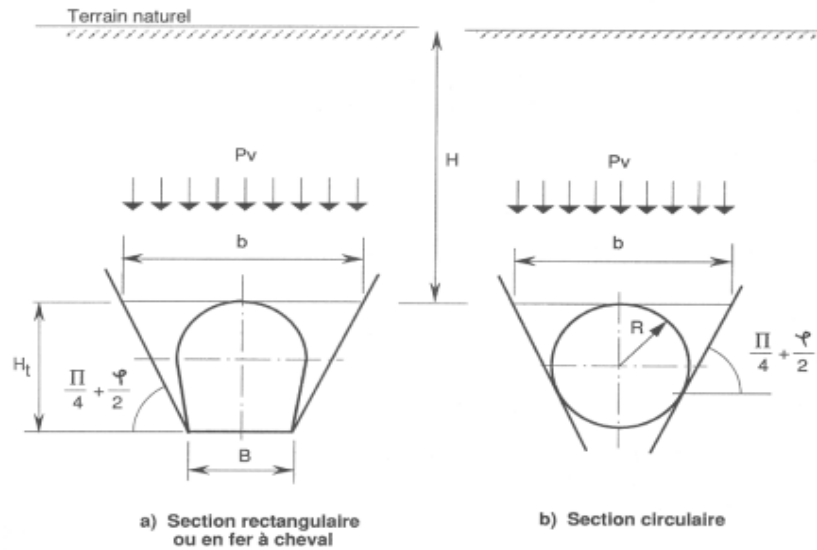


Figure III- 4– Représentation géométrique des variables utilisées dans les formules de Terzaghi

- **Calcul des charges :**

Les principales charges agissant sur les constructions souterraines proviennent de la poussée des couches constituant le terrain, c'est à dire la poussée géologique (appelée aussi poussée du souterrain) et la pression hydrostatique. Le calcul des sollicitations d'un ouvrage souterrain dépend de l'état de contrainte géostatique du massif, c'est à dire l'état de contrainte existant avant le creusement du tunnel. Cet état de contrainte étant supposé connu, par les méthodes de calcul de ces ouvrages souterrains. vu la complexité du problème de détermination des actions agissant sur des ouvrages, certaines hypothèses simplificatrices ont été émises :

- Le terrain est supposé homogène, élastique et isotrope.
- La déformation est bidirectionnelle.
- Les actions extérieures considérées sont dues au poids des terres sus-jacentes.

Dans notre cours, on étudie de méthodes de déterminations des charges (pressions) :

- Méthode de PROTODIAKONOV

-Méthode de TERZAGHI

D'abord on vérifie la condition suivante :

- Si :
 $1.5(Ht + B) > H$ on utilise la méthode de PROTODIAKONOV :

Selon cette théorie la voûte de terrain décomprimé et de forme parabolique

$$H_p = b / 2f$$

$$b = \text{base de la parabole} = B + 2H_t \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

f = coefficient de résistance fonction des caractéristiques des Matériaux

$-f = \tan\varphi$: terrain granulaire sans cohésion

$-f = \tan\varphi + \frac{C}{\sigma_c}$: terrain cohérent

$-f = \frac{\sigma_k}{100}$: pour la roche

γ : densité ; C : cohésion ; σ_c : Résistance à la compression simple ; ϕ : angle de frottement interne.

La pression verticale est donnée comme suit : $p_v = \frac{b \cdot \gamma}{2 \cdot f}$

La pression horizontale est donnée comme suit : $q = q_1 + q_2$

$$q_1 = p_v \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \cdot C \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$q_2 = \gamma \cdot H_t \cdot \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \cdot C \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

- Si $1.5(H_t + B) < H$ on utilise la méthode de TERZAGHI :

$$\text{La pression verticale } \sigma_v = \frac{(b\gamma - 2C)}{2K \tan\varphi} \left[1 - e^{-\frac{(2KH_t \tan\varphi)}{b}} \right] + q \cdot e^{-\frac{(2KH_t \tan\varphi)}{b}}$$

La pression horizontale

$$\sigma_h = 0.3\gamma(0.5H_t + H_p)$$

avec

$$H_p = \frac{B}{2 \sin\varphi}$$

III-3-Méthodes analytiques : Ces méthodes sont basées sur les solutions analytiques développées pour des tunnels en mécanique des milieux continus. Elles permettent d'obtenir rapidement des ordres de grandeur des paramètres de calcul et d'estimer leur influence sur la réponse de l'ensemble terrain-soutènement. D'une façon générale ces solutions sont fondées sur les hypothèses suivantes :

- cavité circulaire, revêtue ou non : l'interaction sol-structure est de type adhérence parfaite ou glissement parfait.

- massif infini ou semi-infini à surface horizontale : bidimensionnel (déformation plane) ou à symétrie de révolution ou tridimensionnel

- sol non pesant : L'état de contraintes initial homogène, isotrope ou anisotrope est donné par la relation III-6 :

$$\sigma_0 = \gamma H$$

III-6

- comportement du sol élastique linéaire ou élastique-parfaitement plastique
- étude en section courante (le front de taille est très éloigné).

Parmi les méthodes analytiques les plus utilisées on cite:

III.3.1. Méthode convergence confinement :

Le confinement est la pression radiale qui s'applique sur le pourtour de l'excavation, en présence d'un soutènement. Il constitue en quelque sorte le chargement du soutènement. On parle aussi de déconfinement, mais pour le terrain, il s'agit de la décompression causée par la présence du tunnel. Ce déconfinement s'amorce bien en avant du front (un diamètre environ).

- **Courbe de convergence :**

Pour passer d'un état tridimensionnel, avec un terrain que se déconfiner progressivement autour du front de taille, à un état de déformation plane (que l'on rencontre traditionnellement dans une section éloignée du front), on introduit une pression fictive en paroi. Cette pression, uniformément répartie sur le pourtour de l'excavation, a une valeur qui décroît avec l'éloignement au front. P_i varie ainsi de σ_0 à 0, de l'état de contrainte initial à l'état entièrement déconfiné. L'évolution de P_i est donc gouvernée par la distance x , qui permet de se situer par rapport au front de taille (où $x = 0$). On écrit alors P_i par la relation III-7:

$$P_i = (1 - \lambda(x))\sigma_0 \quad \text{III-7}$$

$\lambda(x)$ est appelé taux de déconfinement car il caractérise l'état du massif à l'endroit x considéré. Il varie de 0 (état initial, en avant du front de taille) à 1 (état complètement déconfiné, loin en arrière du front).

Cette notion de pression fictive (Figure III-5) permet de ne considérer qu'une tranche de terrain pour l'étude de l'effet de l'excavation, dans un état mécanique de quasi-déformations planes.

La théorie des milieux continus nous donne ensuite les champs de déplacement et de contrainte autour du tunnel. Là où réside encore une forte incertitude, c'est dans l'équation permettant de définir $\lambda(x)$.

Plusieurs auteurs ont proposé des formules, nous en retiendrons une, la plus simple, lorsque le terrain reste en élasticité, cette relation est donnée par III-8 :

$$\lambda(x) = \alpha + (1 - \alpha) \left(1 - \left[\frac{m_0 R}{m_0 R + x} \right]^2 \right) \quad \text{III-8}$$

α et m_0 sont deux constantes (on prendra respectivement 0.25 et 0.75) et R le rayon d'excavation.

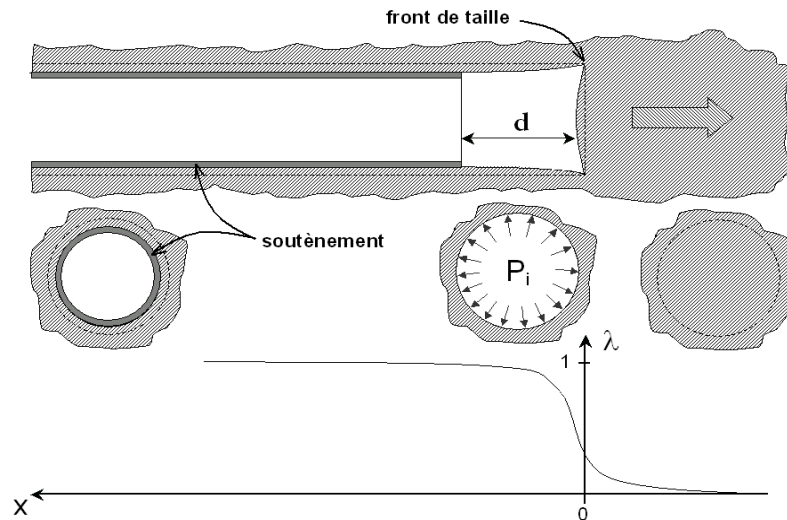


Figure III- 5 – Notion de pression fictive et de dé confinement autour du front de taille.

La courbe de convergence (figure III-6) est la courbe donnant la valeur du déplacement en paroi u en fonction de la pression fictive P_i , et en l'absence de soutènement. Il s'agit d'une courbe paramétrique qui se représente sur un graphe (P_i, u) .

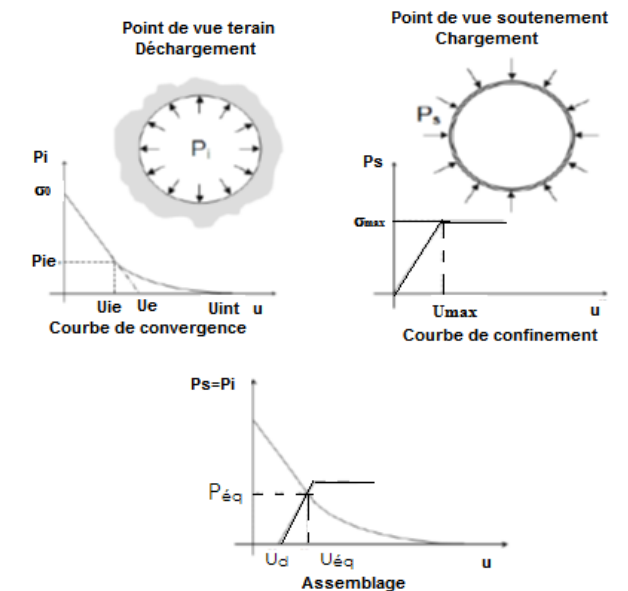


Figure III- 6– Courbes de convergence, de confinement et assemblage.

La théorie de l'élasto-plasticité permet d'obtenir l'équation de cette courbe pour des critères simples (Mohr-Coulomb par exemple). Le détail des calculs sort du cadre de ce cours, nous nous contenterons simplement de distinguer deux phases et de donner les principaux résultats:

Chapitre III : Méthodes de calcul et de dimensionnement des tunnels

– Une phase élastique, de $u = 0$ à $u = u_{ic}$. Le terrain se déconforte progressivement de manière linéaire. Par prolongement de la droite sur l'axe des abscisses, on obtient le pseudo-déplacement élastique u_e (Relation III-9). L'expression simple de u_e donne une première approximation des déplacements en tunnels :

$$u_e = \frac{(1+\nu)}{E} R \sigma_0 \quad \text{III-9}$$

– Une phase plastique, de $u = u_{ic}$ à $u = u_{inf}$. Le terrain en paroi passe dans un état de déformations irréversible. Il y a rupture par excès de compression, par écrasement. Parfois la courbe ne recoupe pas l'axe des abscisses, et la paroi se referme sur elle-même (très grandes déformations). L'état plastique est à éviter, c'est un des rôles du soutènement. Pour le critère de Mohr-Coulomb, l'équation de la courbe plastique est donnée par la relation III-10:

$$u = R \frac{(1+\nu)}{E} \left(C_1 + C_2 \left(\frac{R}{R_p} \right)^{k_p-1} + C_3 \left(\frac{R_p}{R} \right)^{\beta+1} \right) \quad \text{III-10}$$

Avec :

$$C_1 = -(1 - 2\nu)(\sigma_0 + H)$$

$$C_2 = \left(\frac{(1 - \nu)(1 + \beta K_p)}{K_p + \beta} - \nu \right) \frac{2(\sigma_0 + H)}{K_p + 1}$$

$$C_3 = 2(1 - \nu) \frac{K_p - 1}{K_p + \beta} (\sigma_0 + H)$$

$$R_p = \left[\frac{2}{k_p + 1} \left[\frac{(k_p - 1)\sigma_0}{R_c} + 1 \right] \right]^{\frac{1}{k_p-1}} \cdot R$$

Les constantes du modèle de Mohr-Coulomb non-associé (angle de dilatance) sont exprimées ainsi :

$$\beta = \frac{1 + \sin\psi}{1 - \sin\psi}$$

$$K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$H = \frac{C}{\tan\varphi}$$

Enfin, pour tracer la courbe il faut calculer la pression Pic d'apparition de la plasticité :

$$P_{ic} = \frac{2\sigma_0 - H(K_p - 1)}{K_p + 1} \quad \text{III-11}$$

Pour calculer le déplacement maximal du terrain u_{inf} , on utilise les formules ci-dessus en prenant simplement $P_i = 0$.

Chapitre III : Méthodes de calcul et de dimensionnement des tunnels

Lorsque le terrain est de bonne qualité, dans les roches dures par exemple, il se peut que la paroi reste en élasticité durant tout le déconfinement. Un critère très utilisé en travaux souterrains pour déterminer si le massif encaissant risque de rentrer en plasticité est le facteur de stabilité :

$$F = \frac{2\sigma_0}{R_c} \quad \text{III-12}$$

Avec R_c la résistance en compression simple de la roche ; si $F > 1$ alors il y a risque d'instabilité.

• Courbe de confinement :

Une deuxième courbe est requise pour la méthode. Il s'agit de la courbe de confinement (figure III-6), qui va permettre de caractériser le comportement du soutènement sous son chargement.

Le chargement considéré est purement radial, il s'agit d'une pression appliquée sur tout le pourtour extérieur de la structure. Le calcul du déplacement radial u en fonction de la pression appliquée P_s permet de tracer la courbe de confinement sur un graphe identique à celui de la courbe de convergence.

On distingue également deux phases dans les modèles classiques :

- Une phase élastique, de $u_s = 0$ à $u_s = u_{\max}$. Le soutènement se comporte linéairement.
- Une phase plastique, après $u_{\max}$. Cette zone correspond à la rupture du soutènement, elle est donc interdite.

Types soutènement :

Coque en béton:

Calcul simplifié sous une pression radiale p l'effort normal est de : $N = P.R$ dans la coque.

Soit :

$$\varepsilon = \frac{P.R}{E_b.e} \quad \text{III-13}$$

D'où une convergence radiale de :

$$u = \varepsilon . R = \frac{P.R^2}{E_b.e} \quad \text{III-14}$$

Ce qui donne un module de rigidité de :

$$K_b = \frac{P}{\varepsilon} = \frac{E_b.e}{R} < P_{bmax} = \frac{\sigma_{max}e}{R}$$

$$K_b = \frac{E_b(R_{ext}^2 - R_{int}^2)}{(1+\nu)[(1-2\nu)R_{ext}^2 + R_{int}^2]} \quad \text{Valable pour un tube épais}$$

$$K_b = \frac{E_b e}{(1-\nu^2).R} \quad \text{Pour } R \gg e$$

Les ordres de grandeur des modules E_b à considérer dans les calculs sont:

- béton projeté: de 7000 à 15000MPa

- béton coffré: 15,000 à 30,000MPa

Cintres métalliques: De la même manière que pour la coque en béton, la raideur équivalente à un cintre peut être évaluée par la formule III-15:

$$K_c = \frac{E_s \frac{S}{s}}{R} < P_{cmax} = \frac{\sigma_{max} S}{R s} \quad \text{III-15}$$

Où : E_s = Module de l'acier

S = section du cintre

s = espacement longitudinal des cintres

Les boulons radiaux : Principalement 2 types de boulons radiaux sont utilisés:

- boulons à ancrage ponctuel ou -boulons à ancrage continu.

Calcul simplifié dans le cas de boulons à ancrage ponctuel on a : $\varepsilon = \frac{u}{L}$

Soit un effort : $F = E_s A_s \frac{u}{L}$

La pression équivalente peut être calculée par la relation III-16:

$$P = \frac{F}{e_c e_l} = \frac{E_s A_s}{L \cdot e_c e_l} \cdot u \quad \text{III-16}$$

La raideur à prendre en compte est donc:

$$K_{sn} = \frac{P}{u/R} = \frac{R}{e_c e_l} = \frac{A_s E_s}{L}$$

Avec E_s = Module de l'acier du boulon

e_c = espacement circonférentiel entre boulons

e_l = espacement longitudinal entre boulons

• Optimisation du soutènement :

Le couplage entre les deux courbes va nécessiter l'introduction d'un nouveau paramètre : le déplacement à la pose du soutènement. En effet, le soutènement n'est pas posé immédiatement au front de taille, et encore moins dès les prémices de déconfinement en avant du front. Il est posé à quelques décimètres en arrière, alors que le terrain s'est déjà partiellement déconfite. On ajoute ainsi un paramètre u_d , qui est stricto-sensu le déplacement en paroi à la pose du soutènement. u_d est bien entendu étroitement lié à λ_d , taux de déconfinement à la pose.

Le point d'intersection des deux courbes correspond ainsi au point d'équilibre entre terrain et soutènement.

C'est ce point (P_{eq} , u'_{eq}) qui donne l'état mécanique de la structure "à l'infini", loin du front de taille. Toute la puissance de la méthode convergence-confinement réside donc dans cette

simplicité de représentation. En jouant sur chacun des paramètres du problème, on optimise le soutènement : pas ou peu de plasticité pour le terrain, et chargement à 70 ou 80 % de la rupture pour le soutènement.

A titre d'exemple, en jouant sur le paramètre u_d : un soutènement placé trop près du front de taille sera chargé prématurément et arrivera donc plus rapidement à la rupture. A l'opposé, un soutènement placé trop loin du front n'aura aucun effet, car le terrain se sera déjà presque entièrement déconfiné, voire effondré, et le chargement sera pratiquement nul. Rappelons que le soutènement est aussi là pour limiter la convergence.

III-4-Méthodes numériques :

Les méthodes numériques permettent d'obtenir des champs de déplacements et de contraintes avec un niveau de précision sans équivalent. On est vite tenté de les utiliser systématiquement tant leur rapidité et leur simplicité d'utilisation sont grandes. Il convient cependant de borner précisément²² leurs domaines d'utilisation ainsi que l'utilité d'une modélisation complexe.

III-4-1-Milieu continu : éléments finis, différences finies...

Il existe deux méthodes de calculs similaires basées sur une discrétisation spatiale du massif rocheux. Nous ne rentrerons pas dans le détail de la description de ces méthodes, car elles sont identiques à celles utilisées en Génie Civil ou en Mécanique. On se contentera de donner quelques recommandations et quelques limitations sur leur application aux travaux souterrains :

- Ne pas perdre l'idée qu'un tunnel, surtout près du front de taille, constitue un problème complètement tridimensionnel. Seuls les calculs 3D (plus longs et coûteux que les calculs 2D) permettent donc d'appréhender efficacement l'état de déformation du massif. On peut toutefois s'affranchir de la troisième dimension en utilisant les concepts de convergence-confinement.
- On ne peut, à priori, modéliser qu'un massif continu. Les discontinuités uniques localisées peuvent tout de même être représentées mais nécessitent un raffinement du maillage et une bonne connaissance de leur comportement au cisaillement.
- Les conditions initiales et aux limites du modèle sont primordiales pour la qualité du résultat.

Conditions initiales : Déplacements nuls et contraintes initiales $\sigma = \sigma_0$.

Conditions aux limites : Déplacements nuls aux frontières du modèle, situées à 4 ou 5 diamètres du tunnel. Le déplacement est laissé libre à la surface topographique.

- Les lois de comportement utilisées peuvent être très complexes et nécessitent la mesure d'un grand nombre de paramètres que très peu de projets vont justifier. On utilise donc dans

90% des cas les lois élasto-plastiques de Mohr-Coulomb (5 paramètres avec la dilatance) ou de Hooke et Brown (6 paramètres avec la dilatance).

– Le maillage nécessite d’être plus raffiné dans les zones de forte variation des contraintes.

III-4-2-Milieu discret : méthode des éléments distincts (figure III-7)

Le cas des milieux continus n’est tout de même pas une généralité en travaux souterrains et en mécanique des roches. Le rocher est un milieu fondamentalement fracturé, et vouloir à tout prix se ramener à un milieu continu par des techniques d’homogénéisation et de corrélation serait une grave erreur, pouvant conduire à des conclusions complètement fausses.

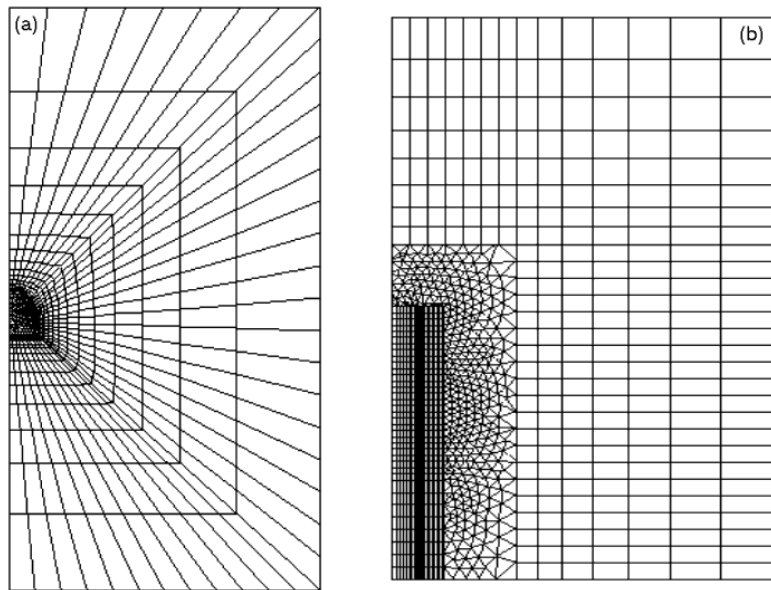


Figure III-7 Maillages numériques 2D en déformations planes (a) et axisymétrique (b) (CESAR).

C’est la raison pour laquelle les mécaniciens des roches ont élaboré des méthodes de calculs numériques adaptées aux milieux discrets. Leur domaine d’utilisation est fonction du degré de fracturation du massif. La méthode des éléments distincts s’attache à représenter le comportement de milieux discrets, allant des milieux faiblement fracturés à fortement fracturés, presque continus. Les assemblages de blocs (qui peuvent être modélisés sous forme rigide ou déformable) interagissent au travers de joints, représentés par des contacts.

La méthode permet de prendre en compte les grands déplacements, les rotations et les instabilités à un stade avancé. Des contacts peuvent donc s’ouvrir puis disparaître, et d’autres apparaître. Un algorithme de reconnaissance automatique des contacts doit être intégré et relancé à chaque incrément cinématique (figure III-8).

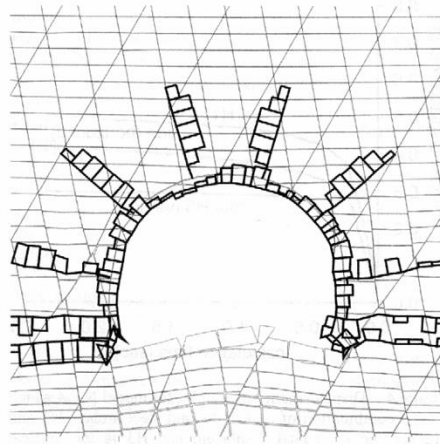


Figure III-8 – Etude du renforcement par boulonnage d'une mine de charbon sous UDEC (d'après Lendel et al. 2004). Les contraintes normales sont représentées par des histogrammes.

III-5-Calcul des tassements : L'estimation des tassements engendrés en surface par le creusement d'une cavité n'est pas chose aisée. Le déplacement vertical de la cote T.N. au droit du tunnel est la répercussion en surface des déplacements en paroi (convergence et extrusion), du drainage éventuel voire des vibrations émises par les engins. Ces déplacements sont non seulement liés à la configuration géométrique et mécanique, mais aussi au procédé de creusement choisi : tunnelier avec front ouvert, fermé, pression de confinement ; soutènement du front avec boulons, prévoûtes ; pose du revêtement très près du front, etc... De façon générale, on ne s'intéressera aux tassements que pour les ouvrages souterrains urbains de faible profondeur, et pour ceux passant à proximité d'autres ouvrages "à risques" : voie de chemin de fer, pile de viaduc, etc... Transversalement au tunnel, la cuvette de tassement est assez bien approximée par une courbe de Gauss. Des formules plus ou moins empiriques ont été proposées pour estimer le volume de terrain tassé, ainsi que l'amplitude de ce tassement. L'AFTES a édité en 1995 une recommandation pour estimer ces mouvements de terrains.

CHAPITRE IV :
PATHOLOGIES ET TECHNIQUES
DE CONFORTEMENT DES
TUNNELS

IV-I-Introduction :

La construction des tunnels est l'une des premières activités d'ingénierie qui ait laissé des traces importantes sur l'histoire récente de la civilisation humaine.

Aujourd'hui, l'importance croissante des considérations environnementales et la saturation du terrain urbain conduisent à un accroissement de la construction d'ouvrages souterrains.

La construction des tunnels à faible profondeur rencontre souvent des problèmes de stabilité dus aux mauvaises conditions géologiques ou à la présence d'eau souterraine. C'est pourquoi la conception, la réalisation et l'exploitation des ouvrages souterrains reposent aujourd'hui sur des études géotechniques approfondies et des analyses de risques afin assurer la sécurité des ouvrages et de leurs usagers.

IV-II-Risques principaux liés aux tunnels urbains et ouvrages souterrains :

Les risques principaux rencontrés dans la construction et l'exploitation de tels ouvrages ont plusieurs origines (Grasso et al. 2004) :

1. Risques géotechniques et géologiques : ces risques sont liés à l'insuffisance des informations obtenues à travers la campagne de reconnaissance, à la capacité de prévoir la réponse du terrain à l'action de creusement ;
2. Risques hydrologiques : les risques hydrologiques sont associés à l'insuffisance des informations recueillies en ce qui concerne l'hydrologie souterraine dans la zone du projet ;
3. Risques d'étude : liés surtout à la difficulté du projet à s'adapter aux conditions géo mécaniques rencontrées réellement, aux défauts de construction, à l'expérience du bureau d'étude ainsi qu'aux contraintes contractuelles ;
4. Risques de construction ou de creusement : liés au choix de la méthode de construction non appropriée ou mal maîtrisée, aux phénomènes d'instabilité, à l'expérience de l'équipe du constructeur et aux contraintes contractuelles ;
5. Risque opérationnel liés aux défauts de fonctionnement et aux accidents ;
6. Risque financier, lié aux contraintes sociales et politiques, à la non-acceptation des responsabilités, aux contentieux et la sécurité.

IV-II-1-Risques liés aux instabilités dans les ouvrages souterrains :

La base de données recueille cinq différents types de phénomènes liés aux instabilités des ouvrages souterrains. Il s'agit des effondrements, des désordres locaux, des inondations, des convergences (fermeture par fortes déformations) et des tassements en surface (affaissement) ou des tassements différentiels dans les tunnels (Figure IV-1).

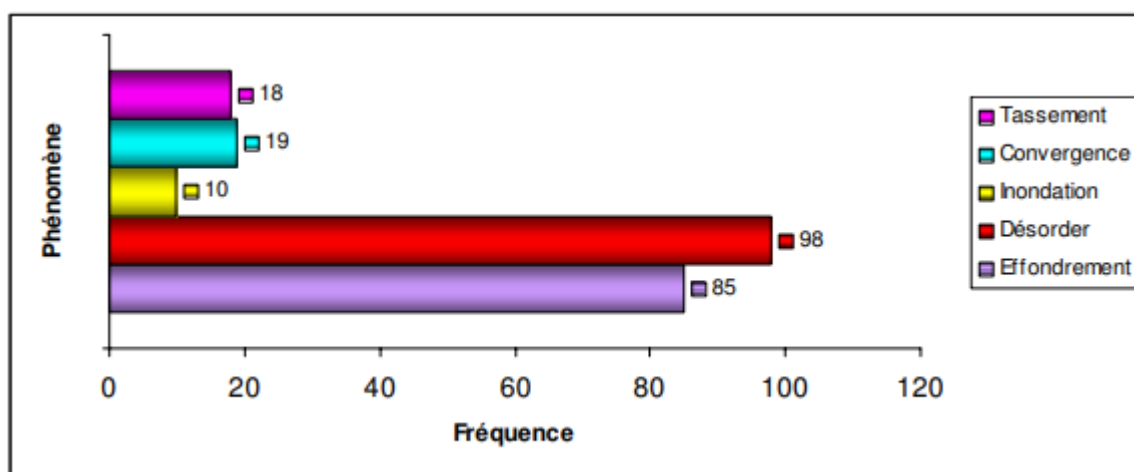


Figure IV-1 : Répartition des phénomènes d'instabilité dans la base de données

- **Effondrements** : Les effondrements représentent une menace concrète sur la stabilité des ouvrages souterrains, notamment pendant la phase de construction. Les effondrements peuvent être liés directement à une évolution du comportement du terrain encaissant ou à une défaillance mécanique du système du soutènement. Dans les ouvrages situés à faible profondeur un effondrement se produisant dans le tunnel peut remonter jusqu'à la surface et engendrer des dégâts conséquents.
- **Désordres** : Les désordres ont des conséquences moins graves que les effondrements. La chute et le glissement de blocs, les éboulements, les fissurations, l'infiltration de l'eau souterraine, le soulèvement de radier, les ruptures et les déformations localisées du soutènement sont les exemples les plus fréquents de désordres rencontrés dans les ouvrages souterrains.
- **Tassements en surface** : Les tunnels urbains sont des ouvrages souterrains situés à une profondeur généralement faible et souvent creusés dans des terrains meubles ou de sols. Le creusement de ces ouvrages engendre, souvent, un tassement du sol au-dessus du tunnel, pouvant endommager les infrastructures situées en surface. La cuvette de tassement ou la dépression provoquée à la surface du sol par le creusement d'un tunnel

est définie par le tassement maximal ($S_{\max}$) et la distance du point d'inflexion caractérisant l'extension latérale de la cuvette, figure IV-2.

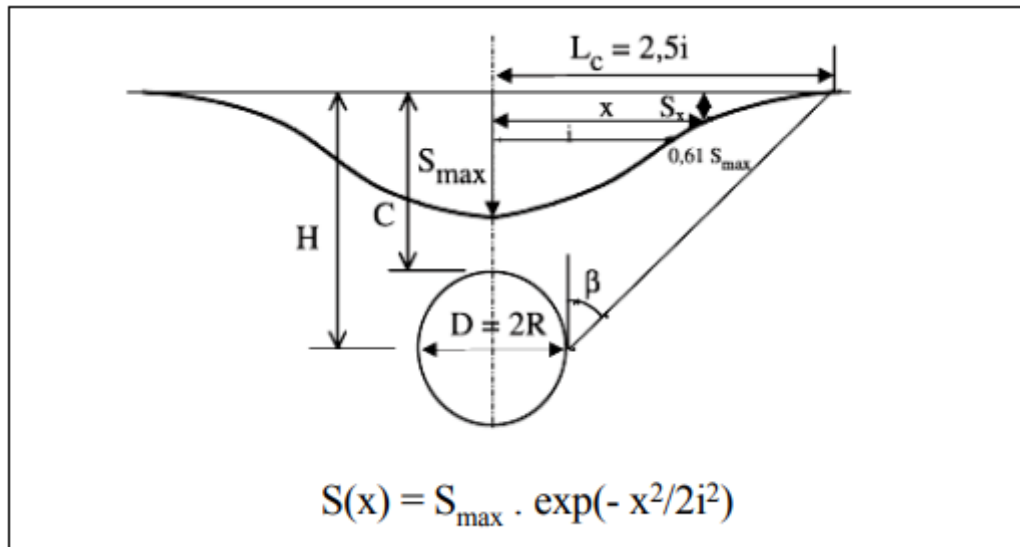


Figure IV-2 : Forme de la cuvette de tassement (Mair et al.,1996)

Afin d'évaluer les déformations provoquées par le tassement, la construction est assimilée à une poutre fléchiée qui subit intégralement les tassements et les déformations du sol de fondation. Comme le montre la figure IV-3, on distingue plusieurs zones suivant la concavité de la déformation, zone A et zone B.

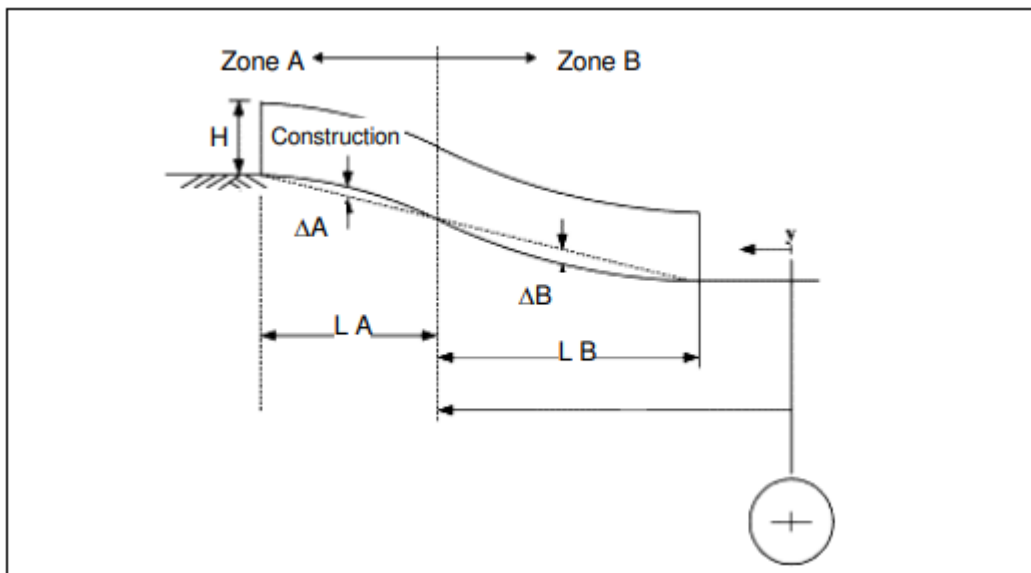


Figure IV-3 : Déformation d'un bâtiment dû du tassement provoqué par le creusement d'un tunnel (Mair et al. 1996)

Les effondrements sont les accidents les plus fréquents pendant la phase d'exécution (creusement, construction). Par contre les désordres sont plus fréquents dans la phase de

l'exploitation. Les inondations, les convergences et les tassements apparaissent plus souvent durant la phase de construction (Figure IV-4).

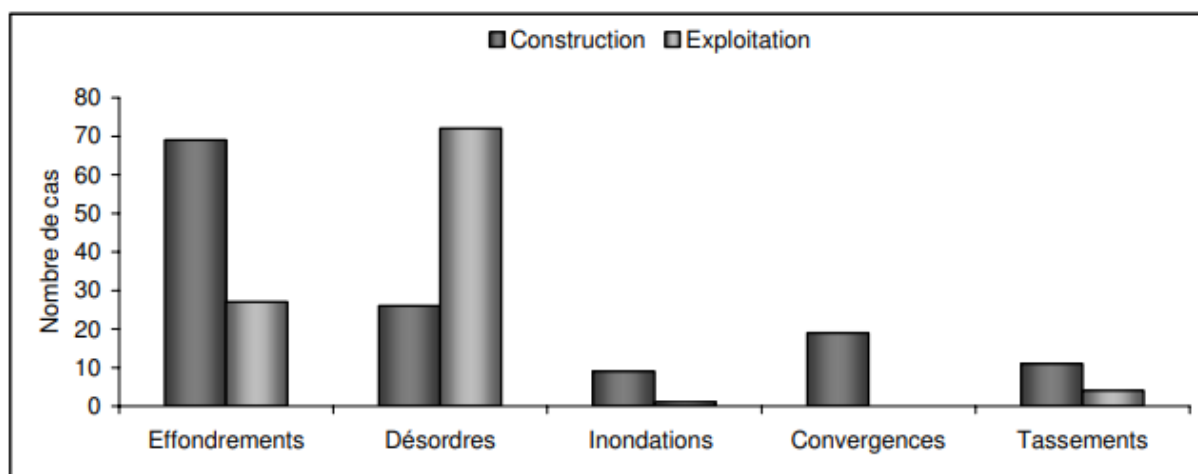


Figure IV-4 : Phase d'apparition des phénomènes d'instabilité

Le diagramme de la figure IV-5 donne la distribution des phénomènes d'instabilité selon la fonction de l'ouvrage souterrain.

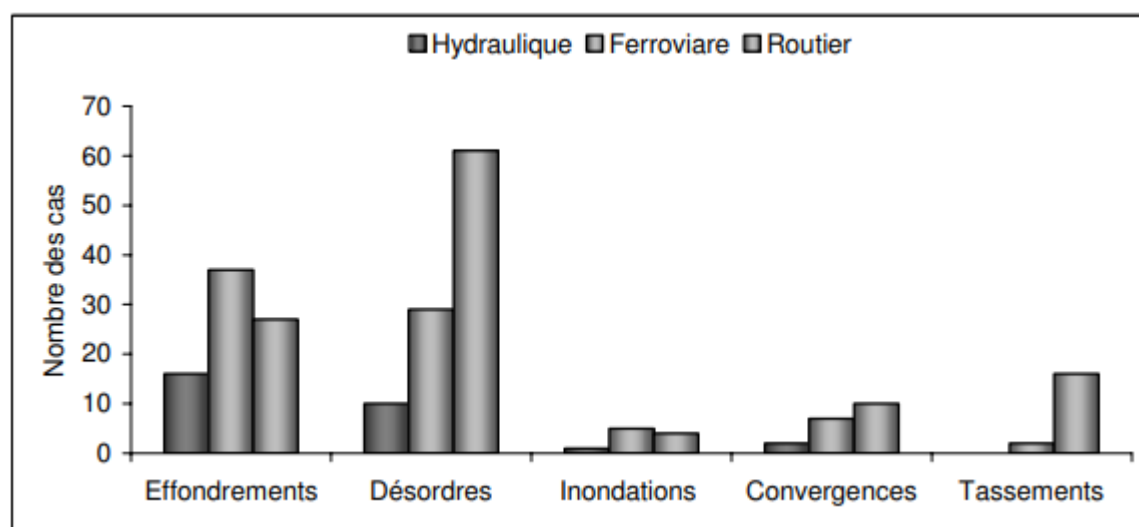


Figure IV-5 : Phénomènes d'instabilité selon la fonction de l'ouvrage

Nous remarquons que les effondrements se produisent dans presque tous les types d'ouvrages. Les désordres se produisent plus souvent dans les tunnels routiers et ferroviaires. Les inondations et les convergences sont associées à la phase de construction de l'ouvrage donc ce n'est donc pas important d'observer leur corrélation avec l'usage de l'ouvrage. Enfin, on remarque que les tassements sont principalement rencontrés dans les ouvrages routiers.

Le diagramme de la figure IV-6 relie les cinq phénomènes principaux d'instabilité avec la variable « mode du soutènement » selon ses six modalités.

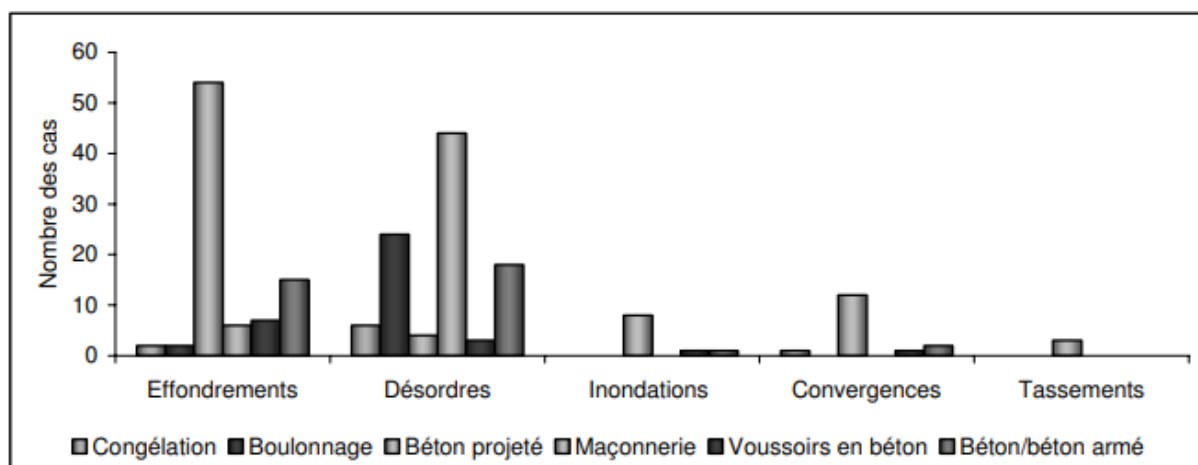


Figure IV-6 : Phénomènes d'instabilité selon le type du soutènement

L'analyse du diagramme précédent montre quelques points importants : les effondrements sont remarquablement associés aux ouvrages soutenus par un béton projeté et les désordres se manifestent plutôt (respectivement) dans les ouvrages maçonnés, les ouvrages boulonnés et les ouvrages bétonnés. Les corrélations peuvent être interprétées de différentes manières. Par exemple, les tunnels maçonnés sont des ouvrages anciens, la manifestation de désordres est liée à leur âge. Le boulonnage est souvent utilisé afin d'assurer la stabilité des massifs rocheux discontinus sans complètement prévenir les désordres localisés. Une partie des tunnels bétonnés sont également anciens et souffrent de la dégradation ce qui entraîne des désordres divers. Ce diagramme montre également que les inondations et les tassements sont associés plutôt aux ouvrages soutenus ou revêtus par le béton projeté.

Le diagramme de la figure IV-7 croise les phénomènes d'instabilité et le type de terrain encaissant de l'ouvrage. Les terrains ont été classés en six catégories selon leur résistance à la compression, d'après la classification de l'Association Française des Travaux En Souterrains (AFTES 1,2, 2003).

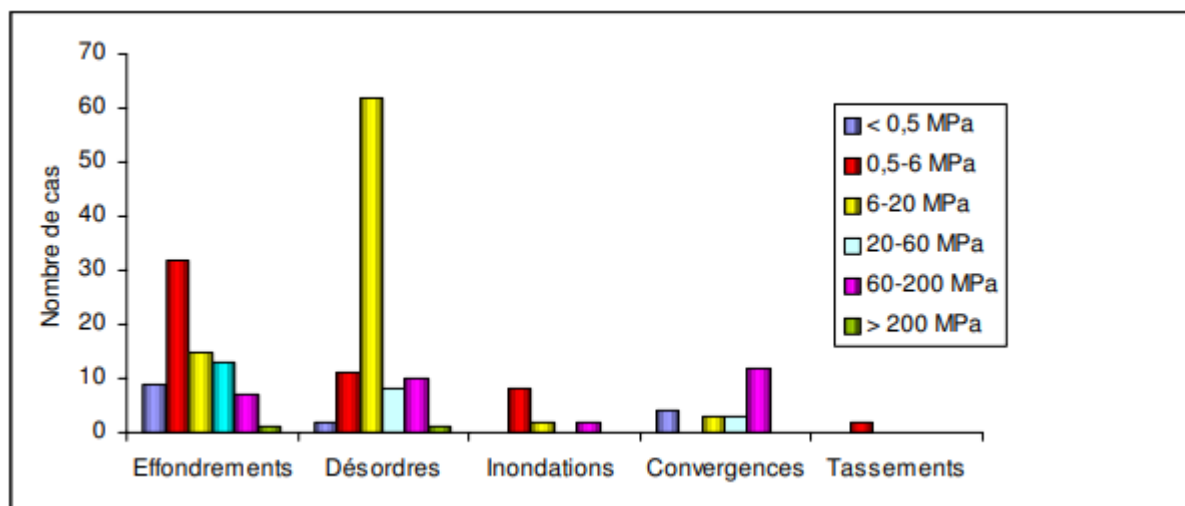


Figure IV-7 : Phénomènes d'instabilité et la nature du terrain

Le diagramme montre que :

- Les effondrements sont principalement rencontrés dans des sols et des terrains de très faible résistance à la compression. Leur nombre diminue avec l'augmentation de la résistance à la compression des terrains.
- Les désordres sont liés à plusieurs types de terrains mais ils sont principalement rencontrés dans de cas où les terrains ont une faible résistance (6-20 MPa).
- Il n'est pas raisonnable de lier les inondations avec un certain type de terrain car la cause principale des inondations c'est la présence d'eau souterraine.
- La convergence est liée en premier lieu aux terrains résistants. La forte profondeur qui engendre des contraintes élevées autour d'une cavité explique le développement du phénomène dans un tel milieu résistant. Une partie des cas des convergences est également liée aux sols, cette liaison peut être expliquée par le phénomène de gonflement des sols.
- Les tassements sont associés essentiellement aux sols plastiques ou peu consolidés.

Les sites de plaines concernent le plus souvent les tunnels en zones urbaines où ils sont situés à relativement faible profondeur, tandis que les tunnels en zone de colline ou de montagne sont situés à plus grande profondeur. Le diagramme de la figure IV- 8 montre ainsi la distribution des phénomènes d'instabilité rencontrés dans les tunnels en fonction de la topographie de leur environnement.

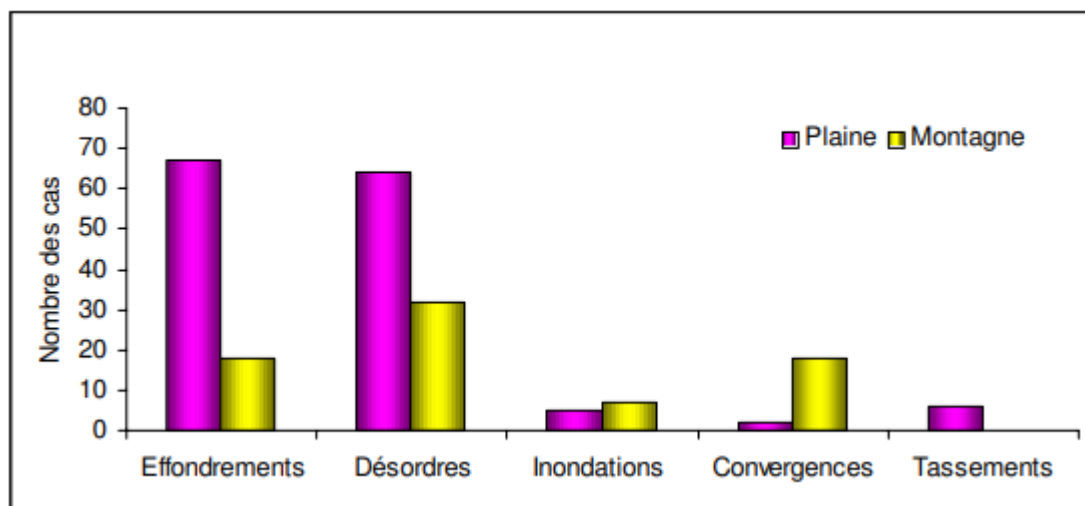


Figure IV-8 : Phénomènes d'instabilité selon la topographie du site

Nous remarquons que: les effondrements et les désordres sont plus fréquents dans les tunnels en plaine que dans qu'en montagne tandis que les problèmes de convergence, principalement lié à la contrainte exercée par le terrain se manifestant en davantage dans les tunnels en montagne en raison d'une couverture généralement plus grande ou de l'effet de contraintes tectoniques. L'importance des désordres et d'effondrements en plaine peut résulter du caractère faiblement consolidés des terrains traversés.

La figure IV- 9 présente les impacts sociaux économiques des phénomènes d'instabilité. On distingue quatre critères d'évaluation d'impacts (local, régional, national et international).

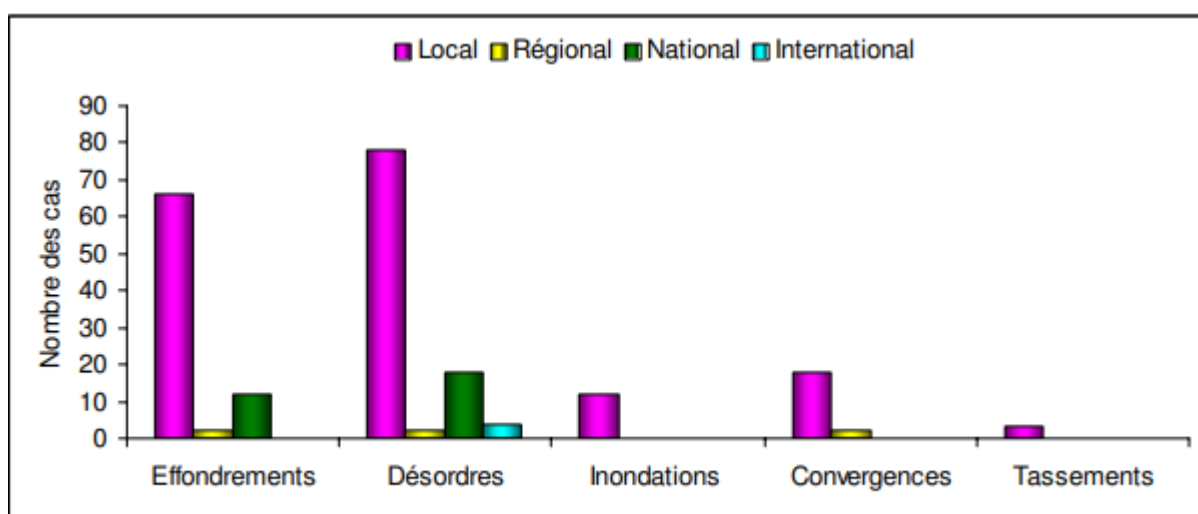


Figure IV-9 : Impacts socioéconomiques des phénomènes d'instabilité

Nous constatons que la plupart des problèmes rencontrés dans les tunnels ont des impacts locaux. Seuls quelques cas concernent des impacts régionaux, nationaux voire internationaux. Il s'agit alors d'effondrements ou de désordres.

La figure IV-10 montre la distribution de cinq phénomènes d'instabilité selon les trois types de méthodes de creusement utilisés, méthodes de l'explosif, méthodes mécanisées et tunnelier.

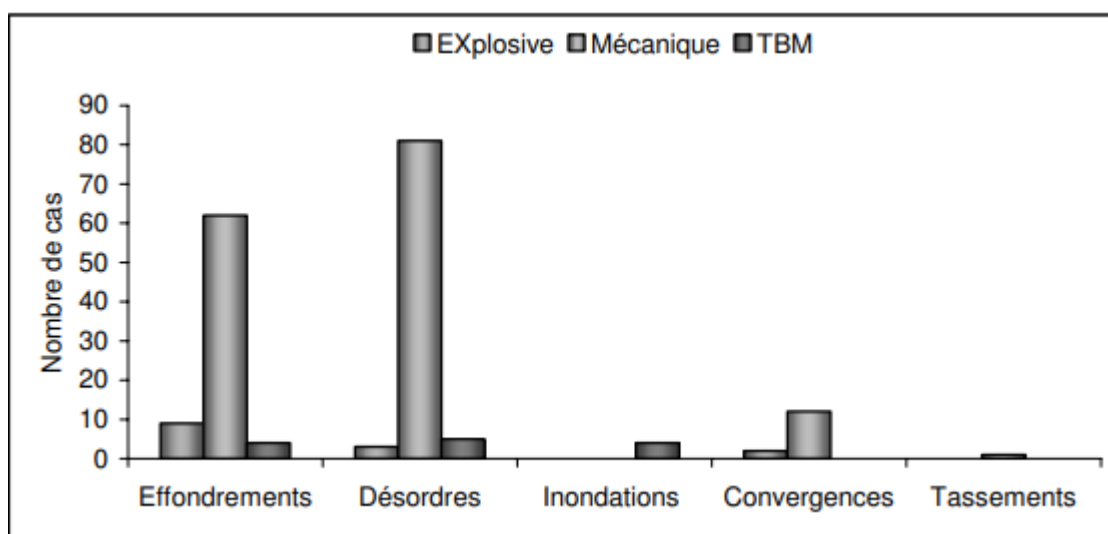


Figure IV-10 : Phénomènes et la méthode du creusement

Nous remarquons que la plupart des problèmes d'instabilité (effondrements et désordres principalement) sont rencontrés dans des tunnels creusés par abattage mécanique.

IV-II-2-Risques liés au Vieillissement des matériaux de construction et des roches :

Les roches, les matériaux de construction subissent plusieurs modifications et dégradations dans le temps sous la combinaison de plusieurs facteurs. Ces dégradations se développent selon plusieurs transformations ou processus : processus physiques, processus chimiques et processus biologiques.

IV-II-2-1-Processus de vieillissement des matériaux de construction : Le terme « vieillissement » exprime l'ensemble des modifications et des transformations minéralogiques et des dégradations mécaniques survenues sur les matériaux de construction en fonction du temps. Le vieillissement des roches est donc, le résultat de la combinaison de plusieurs causes qui engendrent à long terme plusieurs transformations,

altérations et dégradations. Nous pouvons classer les causes responsables en deux catégories : les causes internes dépendant de la structure du matériau, sa composition chimique ou minéralogique et de ses propriétés physiques ; les causes externes traduisant les effets multiples de l'environnement et du climat. Ces transformations se produisent selon trois différents types de processus que nous développons ci-après.

- **Processus mécanique (physiques) :** Le matériau en place est soumis à des contraintes dues aux conditions de chargement. D'après Reiche (1950) les changements du système de contraintes conduisent à des transformations de propriétés physiques ou mécaniques de la roche, entraînant une dégradation et une fragmentation de la roche. Ainsi, les processus mécaniques du vieillissement conduisent à une diminution des caractéristiques physiques des matériaux selon plusieurs mécanismes possibles.

- **Processus chimiques :**

L'eau joue un rôle fondamental dans toutes les réactions chimiques. La composition minéralogique de roches et de matériaux de construction détermine la nature des actions chimiques produites. La présence des fractures et des dégradations augmente l'ampleur de réactions chimiques.

Selon Loughnan (1969), le vieillissement chimique est le résultat de trois processus qui peuvent intervenir simultanément :

1. Rupture de structure et libération des éléments constitutifs, comme les ions ou les molécules ;
2. Mise en solution et transport d'une partie de ces éléments ;
3. Réaction de la roche altérée avec les composants de l'atmosphère, avec la formation de nouveaux minéraux qui peuvent être dans un équilibre stable avec l'environnement.

Le vieillissement chimique est donc le résultat d'une série de réactions de surface entre la roche, l'atmosphère et l'eau. Toutes ces réactions dépendent essentiellement de la variation de la température ambiante et du pH de l'eau. Le maintien de tels processus dans le temps dépend essentiellement des apports d'eau fraîche au système.

- **Sensibilité des matériaux aux processus de vieillissement :**

Du fait de la diversité de structure minéralogique des roches, les différents types de roche présentent une sensibilité différente face aux différents processus de vieillissement (Tableau IV-1).

Tableau IV-1 : Hiérarchisation de la sensibilité de différentes roches aux processus de vieillissement d'après Sorgi et al. (2004)

	Processus Physique			Processus Chimique		Processus Biologique
	Processus Thermiques	Processus Hydriques	Processus Mécaniques	Cristallisation Dissolution	Oxydation	
Gypse	+	+++	+++	+++	++	++
Craie	+	+++	+++	+++	++	+++
Calcaire	+	+++	++	+++	++	+++
Grès	+	+++	+++	++	++	++
Marne	+	+++	+++	-	+++	++
Argiles	+	+++	++	-	+++	++
Charbon	+++	++	+++	-	+	++
Gneiss	+++	+	++	-	+	-
Granite	+++	+	++	-	+	-
Basalte	+++	+	++	-	+	-
Marbre	++	+	++	-	+	-

(+ + +)= très sensible; (+ +)=moyennement sensible; (+)= peu sensible ; (-)= non sensible.

Du tableau IV-1, il ressort que les roches sédimentaires sont particulièrement sensibles aux processus hydriques et biologiques (tant sur le plan physique que sur le plan chimique), notamment dans le cas où la roche présente un réseau interconnecté de vides. Dans ce cas, les agents du vieillissement (en particulier l'eau) pourront plus facilement atteindre des parties profondes de la roche, entraînant des dégradations importantes. La faible sensibilité des roches sédimentaires au processus thermique est expliquée par sa faible conductivité thermique. Par contre les roches volcaniques et métamorphiques présentent une tendance opposée. Ce type de roches présente une texture minéralogique très stable, caractérisée par une infime microporosité. Ainsi, seulement les processus hydriques impliquant un effet mécanique sur la macroporosité produisent des réelles conséquences sur leur vieillissement. En revanche, grâce à leur structure homogène, les roches volcaniques et métamorphiques sont plus sensibles que les roches sédimentaires aux processus thermiques.

L'effet du temps sur les propriétés mécaniques de la roche se manifeste lors de différents phénomènes qui peuvent être d'origine mécanique, hydraulique, chimique et/ou thermique, comme :

- La consolidation : diminution de volume du vide dans le temps suite à un drainage du matériau ;

- Le gonflement : augmentation de volume liée à une modification chimique de la structure de la roche, comme la sorption de molécules d'eau entre les feuillets d'argile ou l'hydratation de l'anhydrite en gypse.
- La cicatrisation : phénomène de recristallisation par lequel la roche retrouve ses propriétés.
- Le fluage : déformation différée due à l'application d'une charge constante ;
- la relaxation : relâchement des contraintes à déformation constante, qui sont liés aux propriétés viscoplastiques du matériau.

On distingue 3 modèles rhéologiques fondamentaux des corps : comportement élastique (déformation réversible) ; comportement plastique (déformation irréversible) et comportement visqueux (la valeur de la déformation dépend de la durée d'application de la contrainte, pour une contrainte donnée non nulle, la déformation se fait à vitesse constante. Après la suppression de la contrainte, le système conserve son état final). La figure IV-11 résume les 3 modèles.

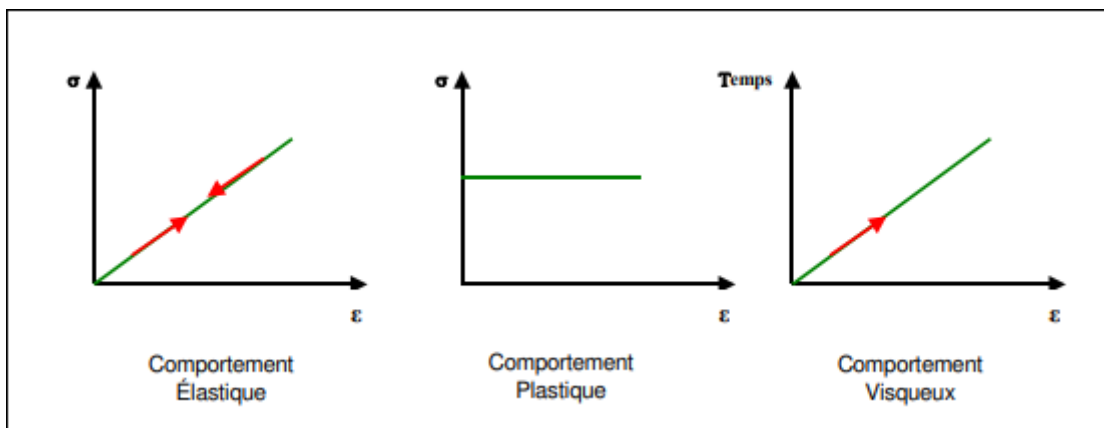


Figure IV-11 : Modèles rhéologiques fondamentaux de corps

Les roches combinent les propriétés des 3 types fondamentaux, elles sont élastiques pour une contrainte faible et deviennent plastiques lorsque la contrainte devient plus forte. Le passage du comportement élastique au comportement plastique s'appelle le durcissement (radoucissement en past-pic): la roche subit des modifications irréversibles dans sa structure. La figure IV-12 annonce ainsi la distinction entre les deux comportements des roches, des roches dont la déformation est ductile et des roches dont la déformation est fragile.

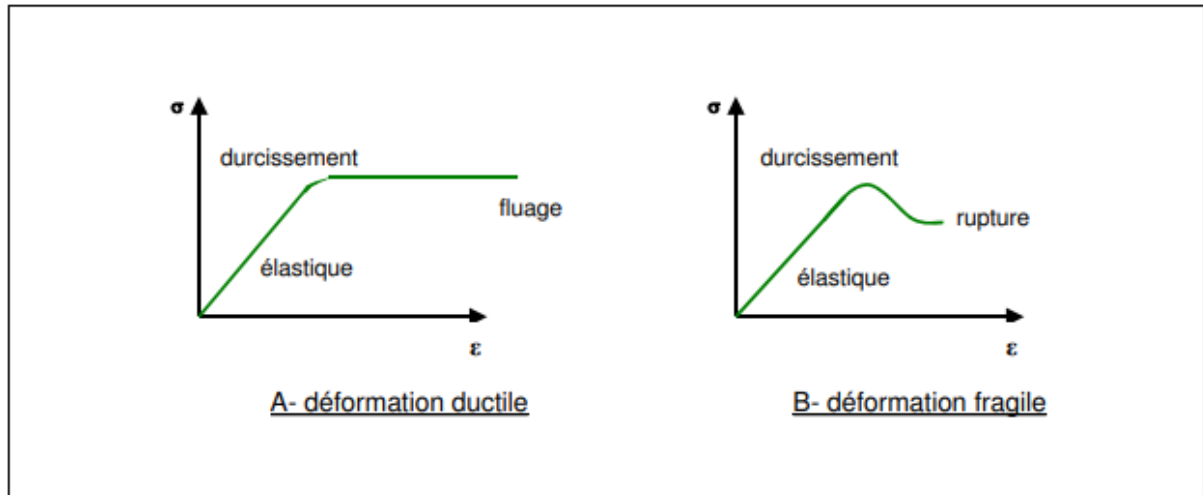


Figure IV-12 : Déformation ductile, déformation fragile des roches

La déformation de la roche peut rester ductile mais s'accroître au cours du temps, bien que la valeur de la contrainte reste constante: c'est le phénomène du fluage. Dans d'autres cas, il apparaît une rupture fragile de la roche.

IV-III- Vieillissement des tunnels et des ouvrages souterrains :

Cette partie aborde les problèmes de vieillissement effectivement rencontrés dans des ouvrages souterrains soutenus ou revêtus par maçonnerie. On abordera les désordres rencontrés dans ce type d'ouvrages et les causes et les mécanismes qui sont à l'origine de ces désordres.

Le diagramme représenté à la figure IV-13 a été développé et reconstitué par Chambron et al. (1978) et The world's longest Tunnel page database (2006)

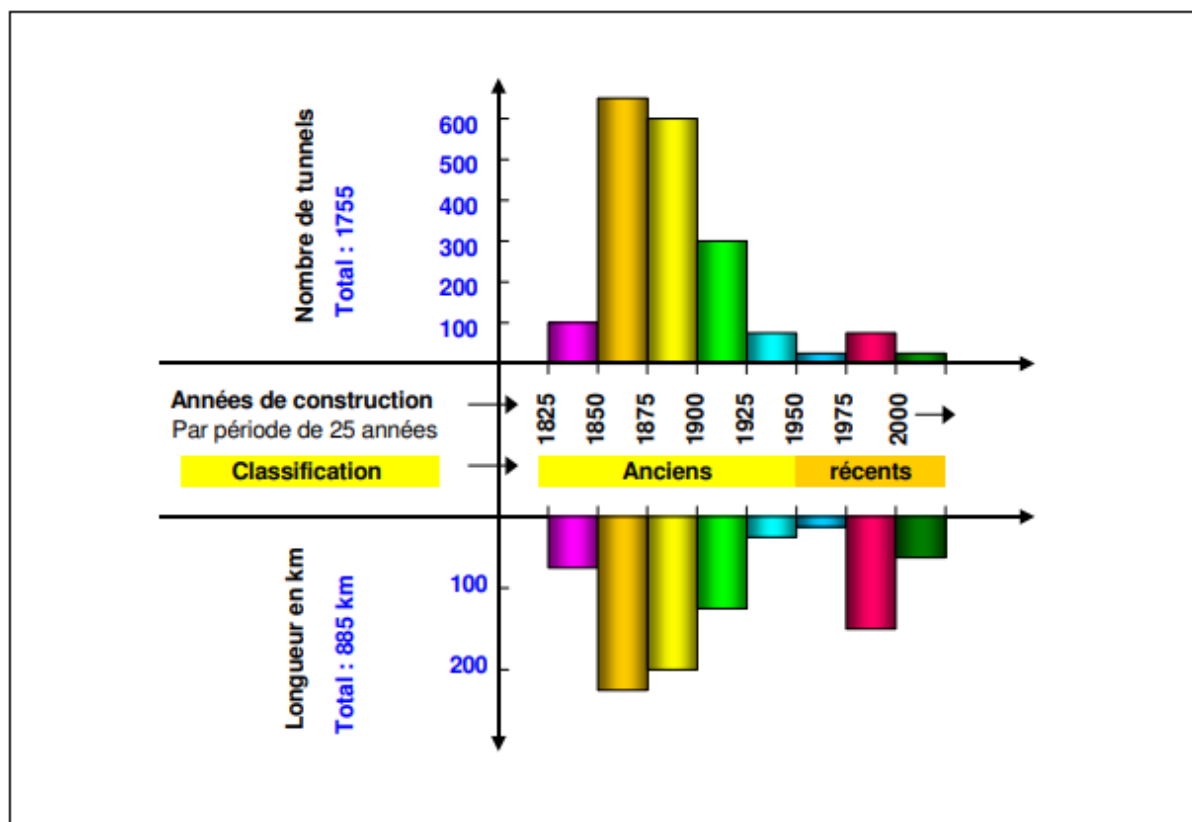


Figure IV-13 : Répartition des tunnels français.

Ces ouvrages ont des longueurs très variables (de 22 m à 50450 m) et sont percés dans des terrains de toute nature : roche dure, roche fracturée, craie, marnes, sables, argiles, terrains gonflants, éboulis, etc. Les techniques utilisées pour la construction des ouvrages procédaient par parties divisées, avec galerie d'avancement, soutènement provisoire réalisé par boisage et revêtement définitif en maçonnerie. Elles s'accompagnaient souvent des séquelles défavorables à la durabilité : forte déconsolidation du terrain encaissant, imperfection du clavage en voûte et création de vides plus ou moins importants derrière le revêtement.

Les méthodes de conception et de construction des tunnels et les techniques de soutènement ont significativement évolué depuis les années 1950, c'est pourquoi le graphique distingue deux groupes de tunnels : les tunnels anciens dont l'âge a dépassé 50 ans et les tunnels récents dont l'âge est inférieur à 50 ans.

Dans la plupart de tunnels anciens, on peut constater des zones qui n'ont pratiquement pas évolué depuis leur construction alors que d'autres présentent des altérations assez importantes pour avoir nécessité des réparations. Les causes d'altération sont multiples et généralement concernent :

- Les méthodes d'exécution ;
- La nature et la qualité des matériaux de construction (la maçonnerie) ;
- L'évolution des terrains encaissant ;
- La circulation d'eau ;
- L'ambiance atmosphérique ;
- La nature et l'intensité du trafic (vibrations et pollution).

La maçonnerie est souvent utilisée comme un soutènement massif ou un revêtement des anciens tunnels. Dans la suite de cette étude, nous nous intéresserons à l'évolution de ce type courant de soutènement dans le temps (vieillessement) et son influence sur le comportement des ouvrages.

IV-III-1-Comportement des tunnels dans le temps :

Les désordres observés dans les anciens tunnels sont principalement dus au vieillissement de la maçonnerie constituant le soutènement principal. Ce vieillissement est la conséquence d'évolutions physico-chimique de la roche (constituant les pierres), du mortier et du terrain encaissant (le sol).

Les éléments constitutifs de maçonnerie (les moellons) subissent dans le temps des sollicitations mécaniques, des altérations chimiques et biologiques.

- a) Sollicitations mécaniques :** Dans les tunnels anciens maçonnés, on observe des sollicitations mécaniques sur la voûte se traduisant par des fissurations de traction notamment dans les joints et par des écaillages de compression localisés souvent en clé ou en reins (Chambron et al. 1979). Les éléments constitutifs des maçonneries sont sensibles aux cycles gel/dégel en présence de l'eau. L'influence des effets de cycles gel/dégel dépend la nature des moellons. Par exemple, les roches détritiques comme les grès et les conglomérats sont sujet à désagrégation par l'augmentation du volume de l'eau passant de l'état liquide à l'état solide. Ce phénomène s'explique vraisemblablement par une microfissuration du matériau analogue à celle que l'on constate sur le béton dès que les contraintes dépassent la moitié environ de la contrainte de rupture sur éprouvettes cylindriques, (Dartevél, 2001).
- b) Altération chimique :** La présence de l'eau a un rôle fondamental dans tous les désordres constatés en souterrain. Ce rôle des eaux pures ou agressives (séléniteuses ou polluées chimiquement) sur les maçonneries est très néfaste. L'acide sulfurique

formé par réaction du SO_2 contenu dans les suies ou les fumées sur la vapeur d'eau présentent dans le tunnel entraîne une dégradation des moellons (Dartevel, 2001).

- c) **Altération biologique** : L'insertion de racelles et racines entre les moellons sous de faibles couvertures ainsi que l'action des bactéries sur les pierres et les liants dégrade la maçonnerie.
- d) **Mécanismes de déformation de tunnels** : Les tunnels subissent plusieurs déformations dues à différents modes de changement de la distribution du champ de contraintes autour du tunnel. L'analyse du système de contraintes autour des tunnels permet d'identifier plusieurs mécanismes de déformations des tunnels, (Kerisel, 1975, Peck, 1969).
- e) **Déformation due aux forces horizontales asymétriques** : Dans le cas des tunnels situés à proximité d'une vallée, une modification de la pente par la construction d'un autre ouvrage (une route par exemple) ou par un éboulement important peut engendrer une déformation du tunnel, la déformation est souvent due aux forces horizontales asymétriques. Les forces horizontales sont clairement plus grandes du côté amont que du côté de vallée, la distribution des contraintes provoque la déformation du tunnel, souvent aggravée par un pivotement général dû au tassement des fondations du côté le plus bas, figure IV-14.

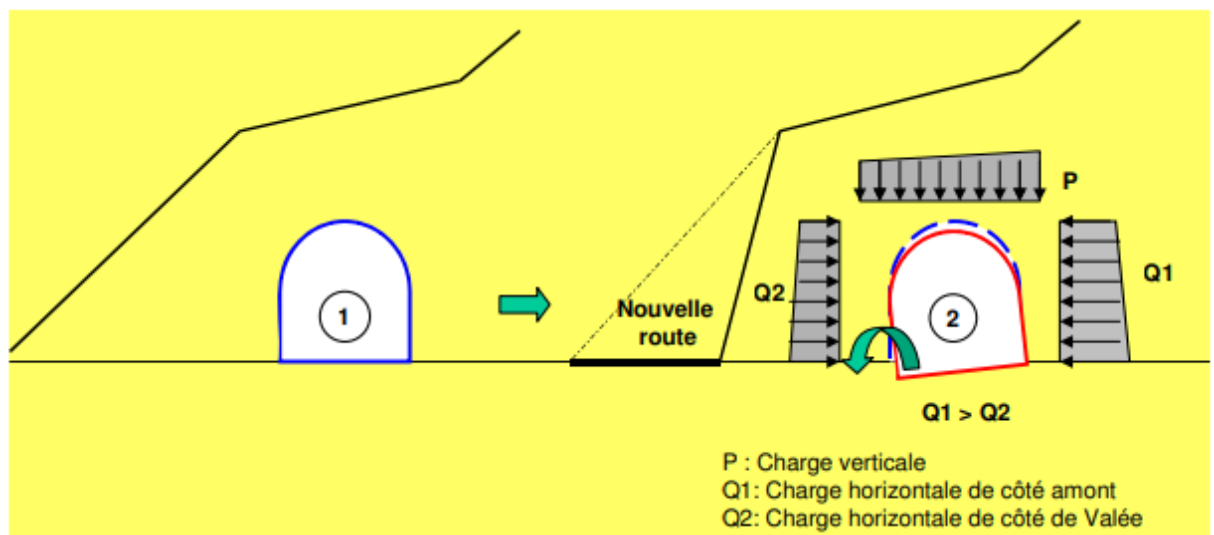


Figure IV-14 : Déformation due aux forces horizontales asymétriques

- f) **Déformation due au manque de pression passive horizontale** : Ce type de déformation se produit dans les tunnels et les ouvrages souterrains creusés dans des sols et des terrains meubles. Les terrains encaissants subissent des altérations

importantes souvent dues à une charge supplémentaire au-dessus du tunnel, par exemple à l'implantation de nouveaux ouvrages, un remblai etc. (voir figure IV-15)

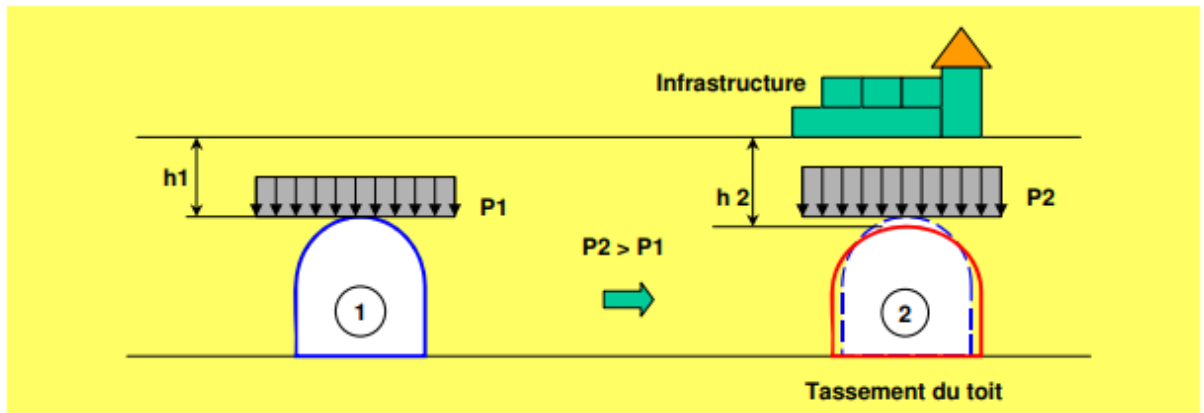


Figure IV-15 : Déformation due au manque de pression passive horizontale

g) Déformation due aux pressions horizontales (latérales) et verticales excessives :

Ce cas est un exemple typique d'un terrain encaissant gonflant, les conséquences sont l'élévation de voûte et le soulèvement de radier, figures IV- 16 et IV-17.

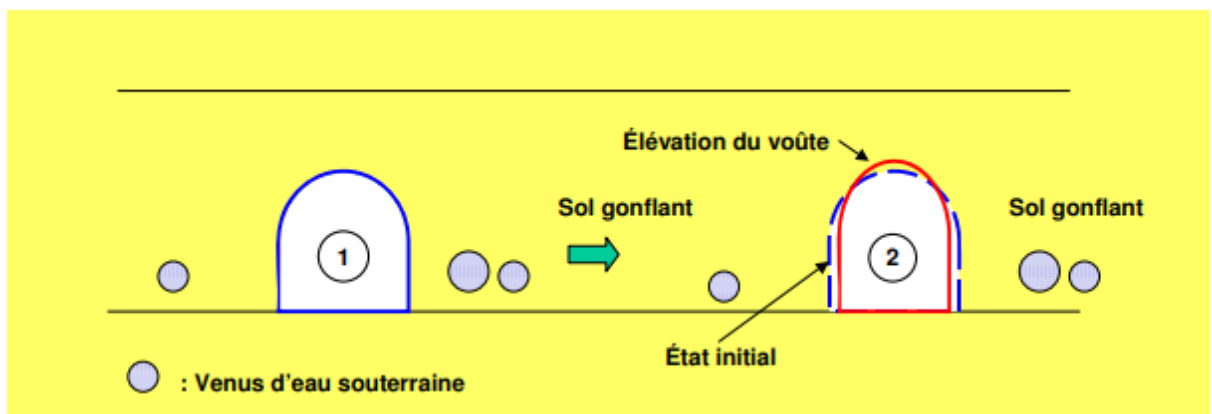


Figure IV-16 : Déformation due aux pressions latérales excessives

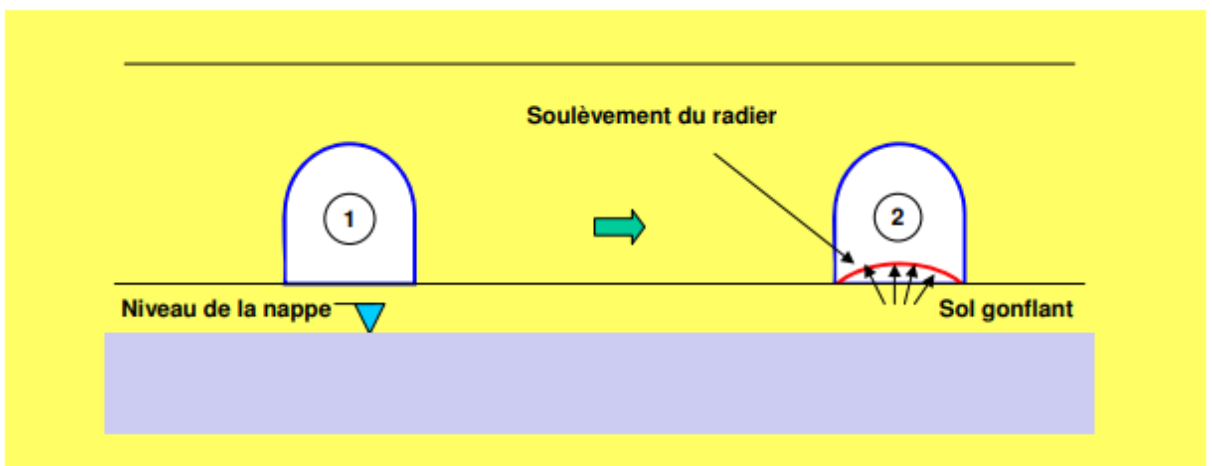


Figure IV-17 : Déformation due aux pressions verticales excessives

- h) Désordres de soutènement en maçonnerie :** Les anciens tunnels maçonnés présentent différents types de désordres potentiels.
- i) Fissures structurelles longitudinales :** C'est un type de fissure qui se manifeste presque exclusivement dans les joints qui s'ouvrent sous l'effet de la déformation. Les fissures se localisent en calotte, en clé de voûte et rarement en reins. Elles suivent généralement les joints parallèlement à l'axe du tunnel (figure IV-18). Ce type de fissures est signe d'un aplatissement du profil, (CETu, 2004).



Figure IV-18 : Fissure longitudinale, le mortier est toujours présent sur une lèvre de la fissure (CETu, 2004)

- j) Fissures structurelles obliques Sous forme isolée ou de plusieurs fissures en relais,** ces types de fissuration suivent les joints de mortier ce qui leur confère un tracé en marches d'escalier traduisant souvent un mouvement de torsion de la voûte (figure IV-19).



Figure IV-19 : Fissure transversale couplée à une fissure oblique (CETu, 2004)

Fissures structurelles transversales Dans un plan moyen et perpendiculaire à l'axe du tunnel, une fissure transversale peut être unique et continue ou apparaître comme une série des fissures se relayant (figure IV-19).

Phénomène de méplat et de ventre Le méplat est un type de désordre souvent rencontré dans les tunnels maçonnés, assimilé à un pincement. Le terme de méplat a été introduit pour caractériser une déformation n'affectant qu'un seul côté du profil et sur une grande hauteur (figure IV- 20).



Figure IV-20 : Méplat dans un tunnel routier (CETu, 2004)

Ce phénomène semble être le résultat de l'évolution d'un terrain hétérogène n'appuyant sur la voûte que d'un seul côté du tunnel.

Le phénomène de ventre est souvent utilisé pour désigner les déformations de pénétrations en maçonnerie vers l'intérieur du profil (figure IV-21).

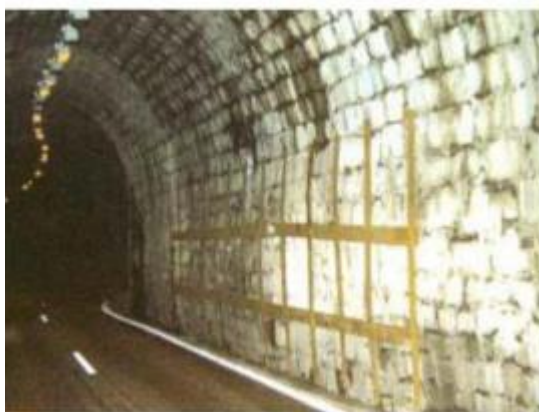


Figure IV-21 : Ventre de pénétration, conforté par ancrages et larges plats (CETu, 2004)

Le phénomène de ventre est très localisé, contrairement au méplat qui affecte une grande partie du profil en travers. Le ventre peut être le résultat d'une action des terrains encaissant, mais aussi le résultat d'un affaissement de revêtement sous son propre poids, aggravé parfois par une poussée du blocage non lié. Ce désordre est toujours associé à l'altération des mortiers et à des points faibles de la maçonnerie.

- k) Rupture partielle :** La rupture partielle d'une partie de soutènement en maçonnerie sous son poids propre résulte souvent d'une altération complète de mortier, non

détectée à cause d'un manque de surveillance et d'entretien ou à cause d'une pression excessive exercée par le terrain encaissant sur la maçonnerie (figure IV-22).



Figure IV-22 : Rupture partielle : La moitié de la voûte est tombée par écrasement du pignon (CETu, 2004)

CHAPITRE V :
APPLICATIONS

Chapitre V : Applications Pratiques

Dans ce chapitre, Ce chapitre regroupe des applications pratiques sur le calcul des tunnels et ouvrages souterrains. Ces applications sont présentées sous forme d'exercices avec solutions.

Application 1 : Méthodes semi-empiriques

Exercice 01 :

Soit un tunnel de 10.5 m de diamètre, passe par un terrain dont les caractéristiques suivantes :

- Granite altéré, Poids volumique : $\gamma = 24,8 \text{ kN/m}^3$
- Résistance en compression $R_c = 10 \text{ MPa}$
- Couverture / clé de voûte = 50 m
- RQD = 20%
- Nombre de familles de discontinuité : 2
- Discontinuité diffuse : Oui
- Joints rugueux et ondulé, continu épaisseur de 1 à 5 mm
- Espacement : 30 cm
- Orientation : angle de 20° entre le pendage et l'axe d'avancement
- Pendage de 45°
- Massif très altéré, $\sigma_c/\sigma_1=10$
- Charge hydraulique : 20 m, débit : 100 l/min
- Perméabilité : 5.10^{-6} m/s

En utilisant les trois méthodes de classification des roches (BIENIAWSKI, BARTON et AFTES) ; trouver le choix de soutènement.

Exercice 02 :

Soit un tunnel routier, les dimensions suivantes : longueur $L= 1690$ hauteur $H =13$ largeur de 16 m surface de tunnel $s=150 \text{ m}^2$.

Les données géotechniques sont reportées sur le tableau V-1.

Le tunnel passe par une couche de marne totalement altéré, d'une profondeur de 15 m coupe (A-A) et passe une couche de marne intensément altéré, d'une profondeur de 40 m coupe (B-B)

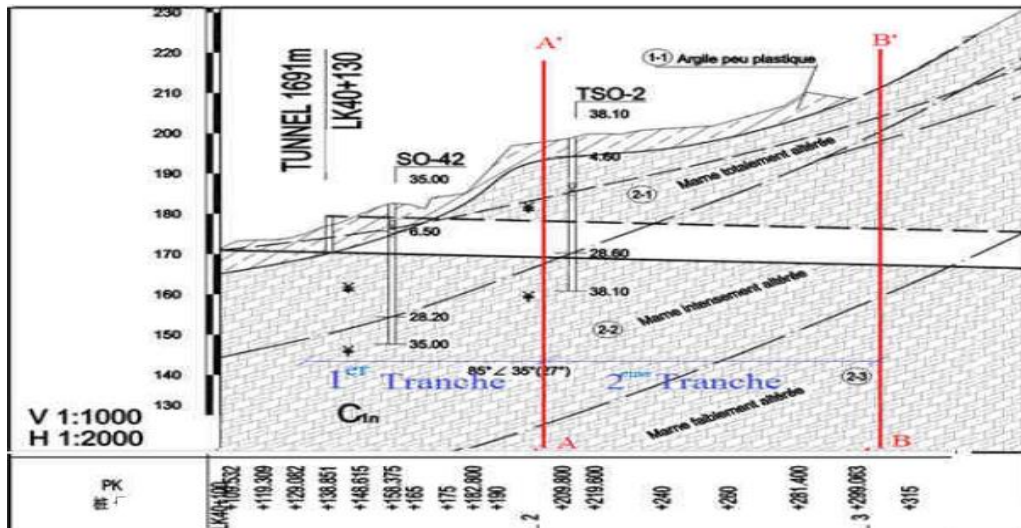


Figure V.1 : Coupe géologique du site

Tableau V-1 : Données géotechniques

Coupe A-A	Coupe B-B
Résistance en compression $R_c = 1 \text{ MPa}$	Résistance en compression $R_c = 4.5 \text{ MPa}$
RQD = 20%	RQD = 20%
Joints continus ouverts d'épaisseur 6 mm	Joints continus ouverts d'épaisseur 6 mm
Espacement entre joints : 5 cm	Espacement entre joints : 5 cm
Orientation des joints : moyen	Orientation des joints : favorable
Pression d'eau : 0.4	Pression d'eau : eau interstitielle
Marne broyée s'amollit facilement avec l'eau	Marne broyée s'amollit facilement avec l'eau
Contient une faible teneur en argile	Contient une faible teneur en argile
L'angle de frottement $\Phi = 23^\circ$	L'angle de frottement $\Phi = 23^\circ$
Venue d'eau : moyen	Venue d'eau : faible

Choisissez le soutènement qui convient en utilisant les différentes méthodes semi empiriques.

Solutions des exercices de l'application 1

Exercice 01 :

1. Méthode de BIENTAWSKI :

Résistance de roche $R_c = 10 \text{ MPa}$: 2

RQD = 20 % : 3

Espacement de discontinuité = 300mm : 10

Nature de discontinuité : joint continu : 10

Pression d'eau : débit = 100 l/min : 4

Pendage : moyen : -5

RMR= 24 → rocher médiocre

2. Méthode de BARTON :

RQD =20 %

Jn : 6 deux familles de discontinuités et une diffuse

Jr : 3 discontinuités rugueuses et ondulées

Ja : 2 granites altérés

Jw : 0.66, charge hydraulique = 20 m

SFR : 2

$$Q = \frac{20}{6} \times \frac{3}{2} \times \frac{0.66}{2} \approx 2$$

D'après l'abaque le rocher est médiocre.

$$De = \frac{D}{ESR} = \frac{10.5}{1} = 10.5 \text{ m}$$

Catégorie de soutènement: 23.

3. Méthode AFTES :

Pour la méthode AFTES on se limite à l'utilisation du comportement mécanique :

Rc=10 MPa : R4 (voir tableau)

Exercice 02 :

- Coupe (A-A) :

1. Méthode de TERZAGHI:

Roche gonflante (contient de l'argile) → cintres

2. Méthode AFTES :

Rc=1 → R5a (voir tableau)

3. Méthode de BARTON :

RQD =20 %

Jn : 20 roches broyées

Jr : 1 discontinuité rugueuse et ondulée

Ja : 3 angle de frottement = 23° avec un remplissage faiblement argileux

Jw : 0.66, charge hydraulique = 20 m

SFR :5 , Zone de roche décomposée chimiquement en fonction de la présence d'eau avec une profondeur de creusement <50m

$$Q = \frac{20}{20} \times \frac{1}{3} \times \frac{0.66}{5} \approx .045$$

Chapitre V : Applications Pratiques

D'après l'abaque le rocher extrêmement mauvais.

$$De = \frac{D}{ESR} = \frac{16}{1.3} = 12.3 \text{ m}$$

Catégorie de soutènement: 35.

4. Méthode de BIENIAWSKI :

Résistance de roche $R_c = 1 \text{ MPa}$: 1

RQD = 20 % : 3

Espacement de discontinuité = 5cm : 5

Nature de discontinuité : joint continu : 0

Pression d'eau : 0.4 : 4

Pendage : -5

RMR = 8 rocher très médiocre

5. Méthode de LAUFFER :

RQD = 20 % et $B = 16 \text{ m}$, A partir l'abaque on se trouve sur les cintres

• Coupe (B-B) :

1. Méthode de TERZAGHI:

Roche gonflante (contient de l'argile) → cintres

2. Méthode AFTES :

$R_c = 1$ → R5a (voir tableau)

3. Méthode de BARTON :

RQD = 25 %

J_n : 20 roches broyées

J_r : 1 discontinuité rugueuse et ondulée

J_a : 3 angle de frottement = 23° avec un remplissage faiblement argileux

J_w : 1,

SFR : 5, Zone de roche décomposée chimiquement en fonction de la présence d'eau avec une profondeur de creusement < 50m

$$Q = \frac{25}{20} \times \frac{1}{3} \times \frac{1}{5} \approx .08$$

D'après l'abaque le rocher extrêmement mauvais.

$$De = \frac{D}{ESR} = \frac{16}{1.3} = 12.3 \text{ m}$$

Catégorie de soutènement: 35.

4. Méthode de BIENIAWSKI :

Résistance de roche $R_c = 4.5 \text{ MPa}$: 1

RQD = 25 % : 8

Espacement de discontinuité = 5cm : 5

Nature de discontinuité : joint continu : 0

Pression d'eau interstitielle : 7 Pendage : -2 RMR = 19 rocher très médiocre

5. Méthode de LAUFFER :

RQD = 20 % et $B = 16 \text{ m}$, A partir l'abaque on se trouve sur les cintres

V-II- Application 2 : Calcul des charges

Exercice 01 :

Soit un tunnel de 16 de diamètre passe par un terrain dont les caractéristiques suivantes :

Poids volumique $\gamma = 21.6 \text{ KN/m}^3$, $\Phi = 23^\circ$, $C = 45 \text{ KN/m}^2$, $\sigma_c = 1 \text{ MPa}$, $\nu = 0.35$, H (épaisseur de la couverture) = 10 m. Déterminer les charges verticales et horizontales agissantes sur le tunnel.

Exercice 02 :

On étudie le métro d'Alger dont la hauteur 6.17 m et la largeur de 9.69 m (voir figure V-2)

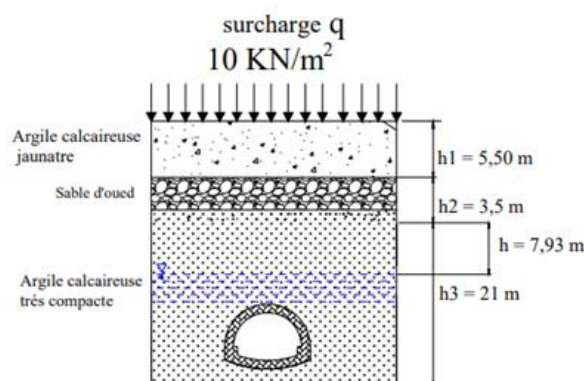


Figure V-2 : Coupe géologique du terrain

Les Caractéristiques du terrain sont données par le tableau ci-dessous:

Tableau V- 2: Caractéristiques du terrain

Couches de terrain	Cohésion (KN/m^2)	Angle de frottement ($^\circ$)	Poids spécifique (KN/m^3)
Argile calcaireuse jaunâtre	20	20	20
Sable d'oued	0	20	20
Argile calcaireuse très compacte	20	20	20

Déterminer les charges verticales et horizontales agissantes sur le tunnel.

Solutions des exercices de l'application 2

Exercice 01 :

Calcul de la charge verticale :

$$1.5(Ht + B) = 1.5(13 + 16) = 43.5 > H = 10 \text{ m}$$

Pour le calcul des charges, on utilise la méthode de PROTODIAKONOV .

$$p_v = \frac{b \cdot \gamma}{2 \cdot f}$$

$$b = B + 2 H_t \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$f = \operatorname{tg} \varphi + \frac{C}{\sigma_c} = \operatorname{tg}(23)^\circ + \frac{0.045}{1} = 0.47$$

$$b = 16 + 2 \cdot 13 \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{23}{2}\right) = 33.21 \text{ m}$$

$$p_v = \frac{b \cdot \gamma}{2 \cdot f}$$

$$p_v = \frac{33.21 \cdot 21.6}{2 \cdot 0.465} = 763.12 \text{ KN/m}^2$$

Calcul des charges horizontales:

$$q_1 = p_v \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \cdot C \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$q_1 = 763.12 \cdot \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{23}{2}\right) - 2 \cdot 45 \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{23}{2}\right) = 274.75 \text{ KN/m}^2$$

$$q_2 = \gamma \cdot H_t \cdot \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \cdot C \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$q_2 = 21.6 \cdot 13 \cdot \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \cdot 45 \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{23}{2}\right) = 63.44 \text{ KN/m}^2$$

Exercice 02 :

$1.5(Ht + B) = 1.5(6.17 + 9.69) = 15.86 < H = 16.93 \text{ m}$, on utilise la méthode de TERZAGHI.

CALCUL DE LA PRESSION VERTICALE ACTIVE :

La largeur de la voûte de décharge B est calculée en fonction de la hauteur et de la largeur de l'excavation et des caractéristiques mécaniques de sol considérée obtenues par la formule suivante :

$$b = B + 2 H_t \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$b = 9.69 + 2 \cdot 6.17 \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{20}{2}\right) = 18.33 \text{ m}$$

Le coefficient de poussée active "k" est pris égale à 1

La contrainte verticale est donnée par :

$$\sigma_v = \frac{(b\gamma - 2C)}{2Ktg\varphi} \left[1 - e^{\frac{-(2KHtg\varphi)}{b}} \right] + q \cdot e^{\frac{-(2KHtg\varphi)}{b}}$$

Couche 1: Argile calcaireuse jaunâtre :

$$C = 20 \text{ KN/m}^2, \varphi = 20^\circ, \gamma = 20 \text{ KN/m}^3$$

$$\sigma_{v1} = \frac{(18,33 \cdot 20 - 2 \cdot 20)}{2 \cdot 1 \cdot tg20} \left[1 - e^{\frac{-(2 \cdot 1 \cdot 5,5 \cdot tg20)}{18,33}} \right] + 10 \cdot e^{\frac{-(2 \cdot 1 \cdot 5,5 \cdot tg\varphi)}{18,33}}$$

$$\sigma_{v1} = 96.184 \text{ KN/m}^2$$

Couche 2 : sable d'oued avec grain et galet :

$$C = 0, \varphi = 20^\circ, \gamma = 20 \text{ KN/m}^3$$

$$\sigma_{v2} = \frac{(18,33 \cdot 20 - 2 \cdot 0)}{2 \cdot 1 \cdot tg20} \left[1 - e^{\frac{-(2 \cdot 1 \cdot 3,5 \cdot tg20)}{18,33}} \right] + 96.18 \cdot e^{\frac{-(2 \cdot 1 \cdot 3,5 \cdot tg\varphi)}{18,33}}$$

$$\sigma_{v2} = 149.117 \text{ KN/m}^2$$

Couche 3: Argile calcaireuse jaunâtre très compacte:

$$C = 20 \text{ KN/m}^2, \varphi = 20^\circ, \gamma = 20 \text{ KN/m}^3$$

$$\sigma_{v3} = \frac{(18,33 \cdot 20 - 2 \cdot 20)}{2 \cdot 1 \cdot tg20} \left[1 - e^{\frac{-(2 \cdot 1 \cdot 7,93 \cdot tg20)}{18,33}} \right] + 149,117 \cdot e^{\frac{-(2 \cdot 1 \cdot 7,93 \cdot tg\varphi)}{18,33}}$$

$$\sigma_{v3} = 244.93 \text{ KN/m}^2$$

CALCUL DE LA PRESSION HORIZONTALE ACTIVE :

La poussée horizontale est donnée par :

$$\sigma_h = 0.3\gamma(0.5H_t + H_p)$$

$$H_p = \frac{B}{2\sin\varphi}$$

$$H_p = \frac{9.69}{2\sin20} = 14.165 \text{ m}$$

$$\sigma_h = 0.3 \cdot 20 \cdot (0.5 \cdot 6.17 + 14.165)$$

$$\sigma_h = 103.50 \text{ KN/m}^2$$

V-III-1 Application 3 : Convergence – confinement

Exercice 01 :

On se place dans le cas d'une portion de tunnel routier à projeter de longueur 300m pour laquelle la hauteur de couverture h varie selon le schéma indiqué Fig. 3.19. On désire

dimensionner le soutènement lors du creusement du tunnel. L'excavation est supposée circulaire de rayon R égal à 5 mètres et creusé dans le sens d'une augmentation de la hauteur de couverture. Le terrain est homogène dans la portion considérée et possède un comportement élastoplastique parfait dont les paramètres sont donnés en Figure 1. On supposera que la méthode convergence-confinement est valable.

Partie 1 :

On s'intéresse dans cette partie à la section (Si) (voir Figure V-3) de la portion dont la hauteur de couverture est minimale. On cherche à dimensionner l'épaisseur de soutènement à mettre en œuvre.

1. Montrer que la pression initiale P du terrain avant creusement pour la section (Si) est égale à 1.25MPa. sachant que $\gamma = 0.025 \frac{MN}{m^3}$. Y a-t-il apparition de la plasticité dans le terrain pour la section (Si) ?
2. Quelle est la valeur finale du déplacement de la paroi au cas où aucun soutènement n'est mis en place ?
3. Tracer la courbe de convergence du massif pour la section (Si).
4. On décide de mettre en œuvre en (Si) un soutènement à base de béton projeté dont les caractéristiques sont les suivantes :

- Module d'Young $E_b = 10\,000$ MPa
- Coefficient de Poisson $\nu_b = 0,2$
- Contrainte maximale de compression admissible $\sigma_{\max} = 20$ MPa

L'épaisseur choisie (e) est de 20 centimètres et la distance de pose (d) du soutènement par rapport au front de taille est de 1,5m. (a) Calculer le taux de déconfinement λ_p à la pose du soutènement. Calculer la pression fictive P_{id} à la pose du soutènement. (b) Quel est le

Déplacement u_d du terrain à la pose du soutènement ? (c) Tracer la courbe de confinement.

5. On recherche les valeurs atteintes à l'équilibre :

- (a) Quelle est la valeur du déplacement de la paroi à l'équilibre ?
- (b) Quelle est la valeur du taux de déconfinement à l'équilibre ?
- (c) Quel pourcentage de la contrainte maximale admissible σ_s a-t-on mobilisé à l'équilibre ?
- (d) Conclusions sur l'épaisseur de soutènement choisie pour la section (Si)

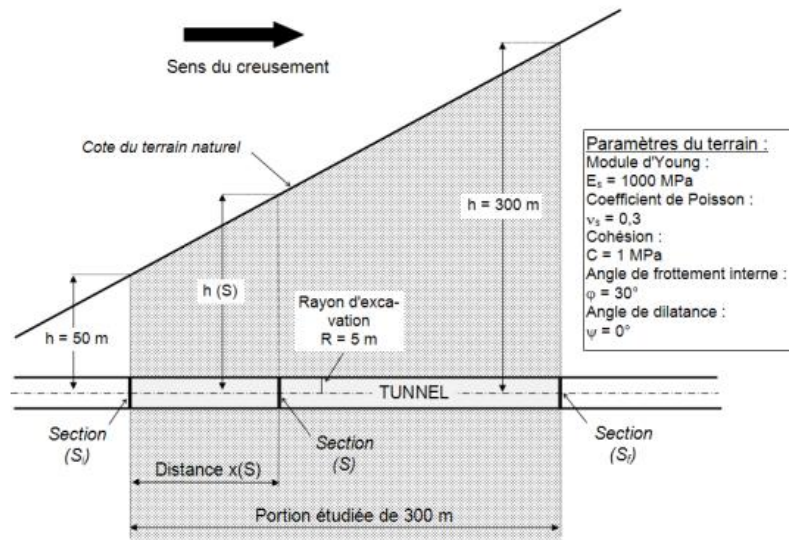


Figure V-3 : Profil en long du tunnel

Partie 2 :

On s'intéresse dans cette partie à l'effet de la variation de hauteur h sur le dimensionnement du soutènement.

1. A partir de quelle distance (x) du début de la portion étudiée (voir Figure 1) y aura-t-il apparition de la plasticité dans le terrain ?
2. Le dimensionnement est réalisé en étudiant dans cette question la section (S_f) de hauteur h égale à 300m (voir Figure 1).
 - (a) Montrer que la pression initiale P du terrain est de 7,5 MPa. Calculer la pression d'apparition de la plasticité à la paroi dans le cas où la section étudiée est (S_f).
 - (b) Tracer la courbe de convergence du terrain dans le cas où la section étudiée est (S_f).
 - (c) On suppose que la distance de pose
 - (d) est telle que le taux de dé confinement à la pose est de 0,6. Déterminer graphiquement le déplacement de la paroi à la pose à partir de la courbe de convergence. Est-ce que cette valeur de déplacement est admissible ?
3. On propose de mettre en œuvre un béton projeté dont les caractéristiques sont identiques à la question 2 de la partie précédente. On garde la même épaisseur e de soutènement égale à 20cm. Tracer la courbe de confinement correspondante. Conclusion sur l'épaisseur de soutènement choisie pour la section (S_f).
3. On suppose que sur toute la longueur de la portion projetée (300m), à cause de contraintes de chantier, on prévoit de mettre en œuvre deux types de soutènements différents à base de béton projeté dont les caractéristiques sont identiques à la question

2 de la première partie mais d'épaisseurs e différentes. D'après les résultats obtenus, indiquer qualitativement la manière dont on doit procéder pour choisir les épaisseurs à mettre en œuvre dans la portion considérée.

V-III-2 Solution des exercices de l'application 3

Partie 1 :

1.a. $\sigma = \gamma \cdot h$

A (SI) nous avons $h = 50m$ donc : $\sigma_0 = \gamma \cdot h = 0.025 \cdot 50 = 1.25 \text{ MPa}$

Facteur de stabilité :

$$F = \frac{2 \cdot \sigma_0}{R_c}$$

Avec : $R_c = \frac{2C \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} = \frac{2 \cdot 1 \cdot \cos 30^\circ}{1 - \sin 30^\circ} = 3.46$

$$F = \frac{2 \cdot 1.25}{3.46} = 0.72 < 1 \text{ pas d'apparition de plasticité}$$

1.b. $u_e = \frac{(1+\nu)}{E} \cdot R \cdot \sigma_0 = \frac{(1+0.3)}{1000} \cdot 5 \cdot 1.25 = 8.125 \cdot 10^{-3} m$

1.c. la courbe de convergence (voir figure V-4)

2.a. $\lambda_d = \alpha + (1 - \alpha) \left(1 - \left[\frac{m_0 R}{m_0 R + x}\right]^2\right) = 0.25 + (1 - 0.25) \left(1 - \left[\frac{0.75 \cdot 5}{0.75 \cdot 5 + 1.5}\right]^2\right) = 0.6 = 60\%$

$p_{id} = (1 - \lambda_d) \sigma_0 = (1 - 0.6) 1.25 = 0.5 \text{ MPa}$

2.b. $u_d = \lambda_d u_e = 0.6 \cdot 8.125 \cdot 10^{-3} = 4.9 \cdot 10^{-3}$

2.c. (Voir figure 1)

$p_{max} = \frac{\sigma_{max} \cdot e}{R} = \frac{20.0 \cdot 20}{5} = 0.8 \text{ MPa}$

$u_{max} = \frac{p_{max} R^2}{E_b e} = \frac{0.8 \cdot 5^2}{10000 \cdot 0.2} = 0.01 \text{ m}$

$u_{totale} = u_{max} + u_d = 0.01 + 0.0049 = 0.0149 \text{ m} = 14.9 \cdot 10^{-3} m$

3.a. A partir la figure nous avons : $u_{eq} = 7 \cdot 10^{-3} m$ et $\sigma_{eq} = 0.2 \text{ MPa}$

3.b. $\sigma_{eq} = (1 - \lambda_{eq}) \sigma_0 \Rightarrow \lambda_{eq} = 1 - \frac{\sigma_{eq}}{\sigma_0} = 0.84 = 84\%$

3.c. $\frac{\sigma_{eq}}{p_{max}} = \frac{0.2}{0.8} = 25\%$

3.d. Soutènement largement surdimensionné.

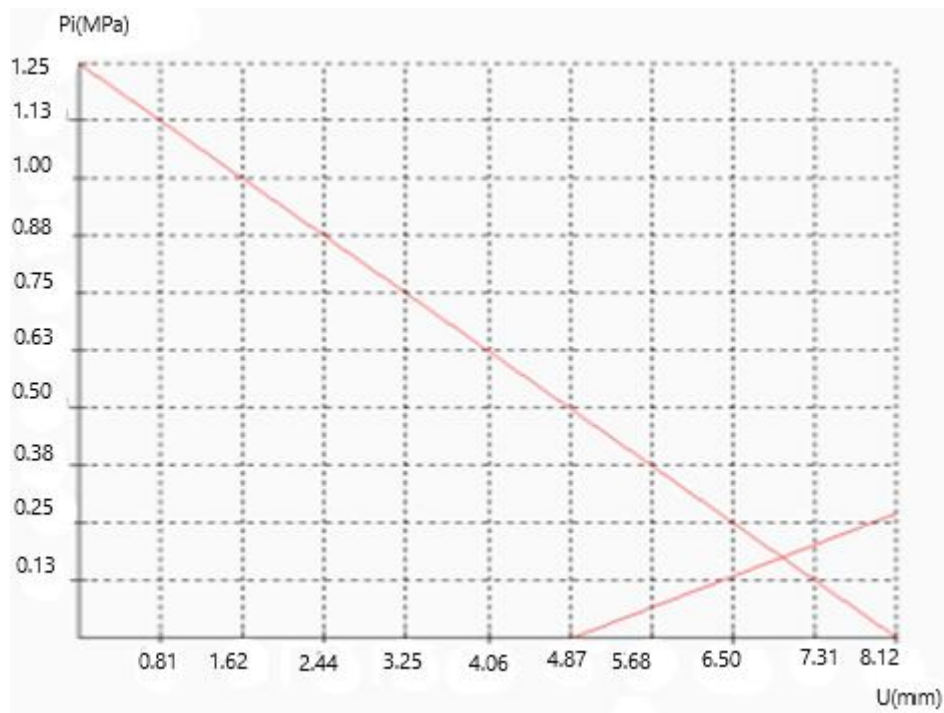


Figure V-4 : Courbe convergence – confinement

Partie 2 :

1. l'apparition de plasticité :

$$F = \frac{2 \cdot \sigma}{R_c} = 1$$

$$\sigma = \frac{R_c}{2} = \gamma \cdot h \Rightarrow h = \frac{R_c}{2\gamma} = \frac{3.46}{2.0,025} = 70 \text{ m}$$

$$tg \alpha = \frac{70 - 50}{x} = \frac{300 - 50}{300} \Rightarrow x = \frac{300 \cdot 20}{250} = 24 \text{ m}$$

A x=24 m on aura l'apparition de plasticité.

2. a. A (SF) on a une couverture de 300m :

$$\sigma_0 = \gamma \cdot h = 0.025 \cdot 300 = 7.5 \text{ MPa}$$

$$p_{ic} = \frac{2 \cdot \sigma_0 - H(k_p - 1)}{k_p + 1}$$

$$H = \frac{C}{\tan \varphi} = \frac{1}{\tan 30^\circ} = 1.73$$

$$k_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{30}{2} \right) = 3$$

$$p_{ic} = \frac{2,7,5 - 1,73(3 - 1)}{3 + 1} = 2,88 \text{ MPa}$$

2. b. courbe de convergence (voir figure 2)

$$u_{inf} = \frac{(1 + \nu)R}{E} \left(c_1 + c_2 \left(\frac{R}{R_p} \right)^{k_p - 1} + c_3 \left(\frac{R_p}{R} \right)^{\beta + 1} \right)$$

$$R_p = \left[\frac{2}{k_p + 1} \left[\frac{(k_p - 1)\sigma_0}{R_c} + 1 \right] \right]^{\frac{1}{k_p - 1}} \cdot R$$

$$R_p = \left[\frac{2}{3 + 1} \left[\frac{(3 - 1)7,5}{3,46} + 1 \right] \right]^{\frac{1}{3 - 1}} \cdot 1,5 = 8,16 \text{ m}$$

$$\beta = \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi} = \frac{1 + \sin 0}{1 - \sin 0} = 1$$

$$c_1 = -(1 - 2\nu) \frac{(k_p - 1)(\sigma_0 + H)}{(k_p + \beta)} = -(1 - 2,0,3) \frac{(3 - 1)(7,5 + 1,73)}{(3 + 1)} = -3,69 \text{ MPa}$$

$$c_2 = \left(\frac{(1 - \nu)(1 + \beta k_p)}{k_p + \beta} - \nu \right) \frac{2(\sigma_0 + H)}{k_p + 1} = \left(\frac{(1 - 0,3)(1 + 1,3)}{3 + 1} - 0,3 \right) \frac{2(7,5 + 1,73)}{3 + 1} = 1,85 \text{ MPa}$$

$$c_3 = 2(1 - \nu) \frac{(k_p - 1)(\sigma_0 + H)}{k_p + \beta} = 2(1 - 0,3) \frac{(3 - 1)(7,5 + 1,73)}{3 + 1} = 6,46 \text{ MPa}$$

$$u_{inf} = \frac{(1 + 0,3)5}{1000} \left(-3,46 + 1,85 \left(\frac{5}{8,16} \right)^{3 - 1} + 6,46 \left(\frac{8,16}{5} \right)^{1 + 1} \right) = 9,24 \text{ cm}$$

$$u_e = \frac{(1 + \nu)}{E} \cdot R \cdot \sigma_0 = \frac{(1 + 0,3)}{1000} \cdot 5 \cdot 7,5 = 4,9 \cdot 10^{-2} \text{ m}$$

$$2.c.u_d = \lambda_d \cdot u_e = 0,6 \cdot 4,9 \cdot 10^{-2} = 2,94 \cdot 10^{-2} \text{ m}$$

$$p_{id} = (1 - \lambda_d)\sigma_0 = (1 - 0,6)7,5 = 3 \text{ MPa}$$

La valeur du déplacement coïncide avec l'apparition de plasticité donc elle n'est pas admissible.

2. d. Rupture de soutènement (Voir figure V-5)

3. Il faut limiter au maximum les changements de section — donc de soutènement — sur un profil en long de tunnel. On choisira donc deux soutènements, calculés selon leur configuration la plus défavorable (pour x maximum). On conserve le soutènement en Si jusqu'à une certaine valeur de x (qu'il faudrait déterminer), puis on agrandit l'épaisseur de béton sur le reste de la portion de tunnel pour qu'il résiste aux pressions calculées en Sf.

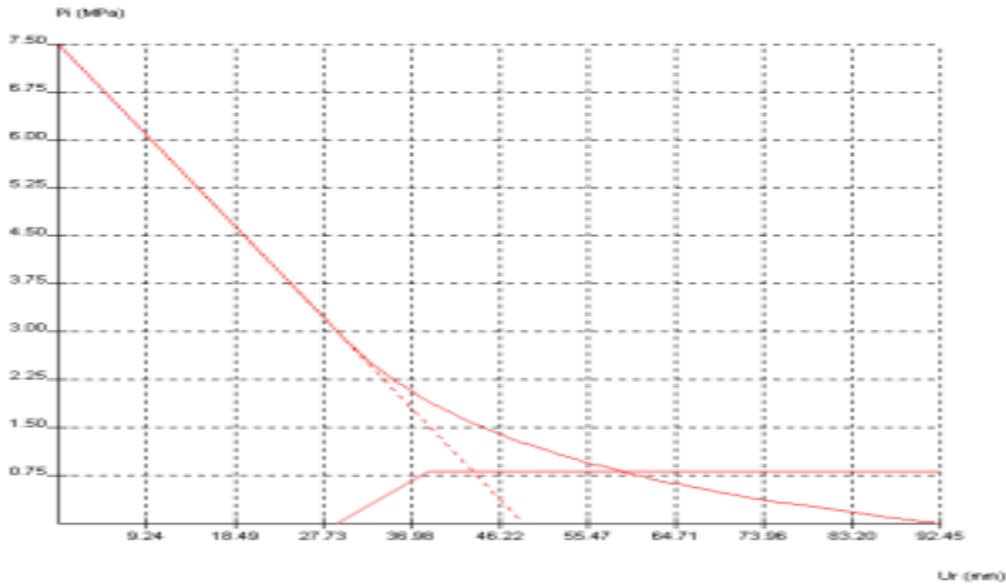


Figure V-5 : Courbe convergence – confinement

V-II- Application 2 : Calcul des tassements

Soit un tunnel de 23 m de largeur et 11 m de hauteur, près d'un bâtiment R+5. (Voir figure V-6)

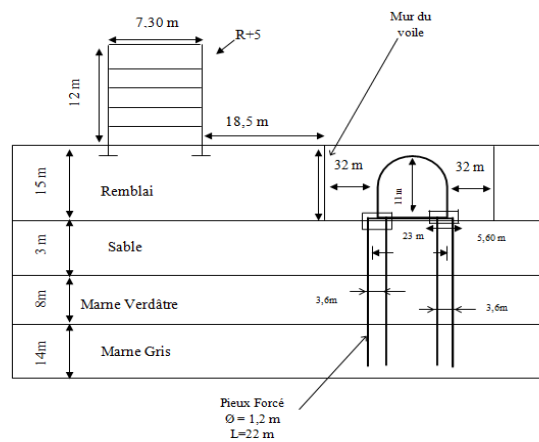


Figure V-6 : Présentation du problème

Tableau V-3 : Caractéristiques géotechniques du terrain :

Nom de l'horizon	C1	C2	C3	C4
Type de sol	Remblai	sable	Marne Verdâtre	Marne Gris
E [KN/m ²]	1,3*10 ⁴	500	4*10 ⁴	1*10 ⁴

Chapitre V : Applications Pratiques

N	0.3	0.35	0.3	0.35
C [kN/m ²]	0.6	1	17	30
Φ	17	45	34	25
γ [kN/m ³]	20	17	20	18
Ko	0	0	0	0

Tableau V- 4: Les propriétés mécaniques des éléments structuraux :

-----	EA (kN/m)	EI (kNm ² /m)	w (kN/m ²)	N
Soutènement du tunnel	1.4*10 ⁷	1.43*10 ⁵	8.4	0.15
Bâtiment	7.5*10 ⁶	1*10 ⁶	10	0
Paroi	7.5*10 ⁶	1*10 ⁶	10	0

Solution :

Pour la modélisation, on utilise le logiciel PLAXIS : Le projet (figure V.6), il sera modélisé par un modèle géométrique plan (2D) de 23 m de largeur sur 11 m de hauteur. Ce modèle est présenté sur la figure V.7. Le modèle de référence se fait par des éléments à 6 nœuds. Le nombre d'éléments est de 1094 éléments et le nombre des nœuds est de 2482 nœuds. On règle la finesse du maillage (global Coarseness) sur « very fine », puis, on le raffine localement au niveau des éléments structuraux, comme indiqué sur la figure V.8.

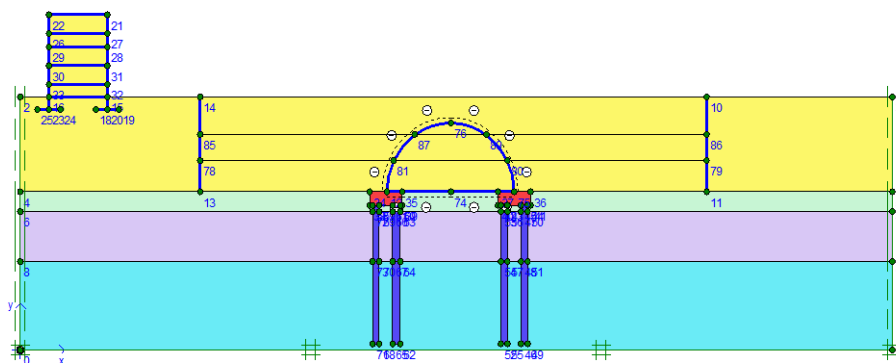


Figure V-7 : Modèle géométrique du problème.

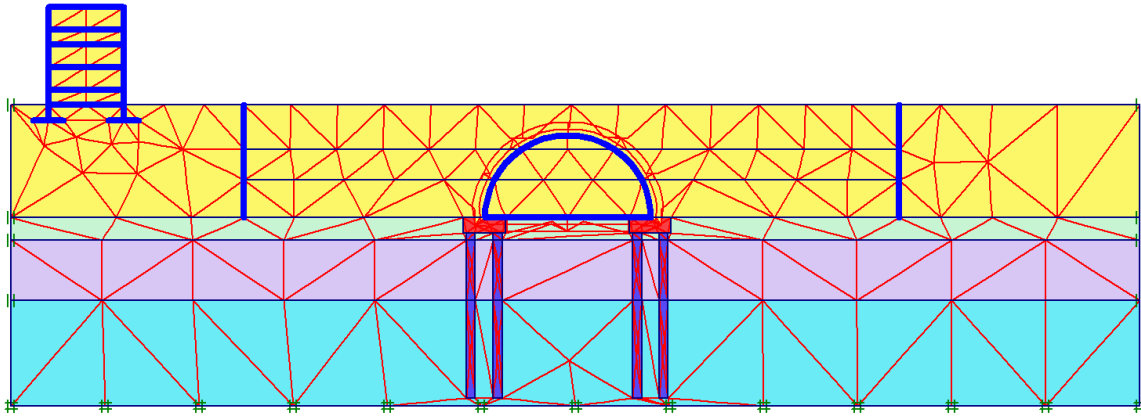


Figure V-8 : Maillage du problème.

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales ainsi que des contraintes initiales.

- a- Conditions hydrauliques (figure V-9)
- b- Génération des pressions interstitielles initiales (figure V-10)

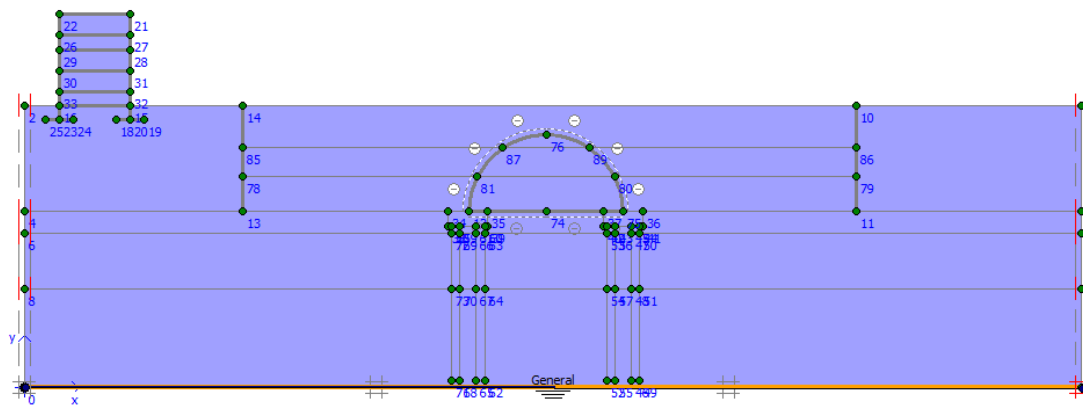


Figure V-9 : Conditions hydrauliques initiales.

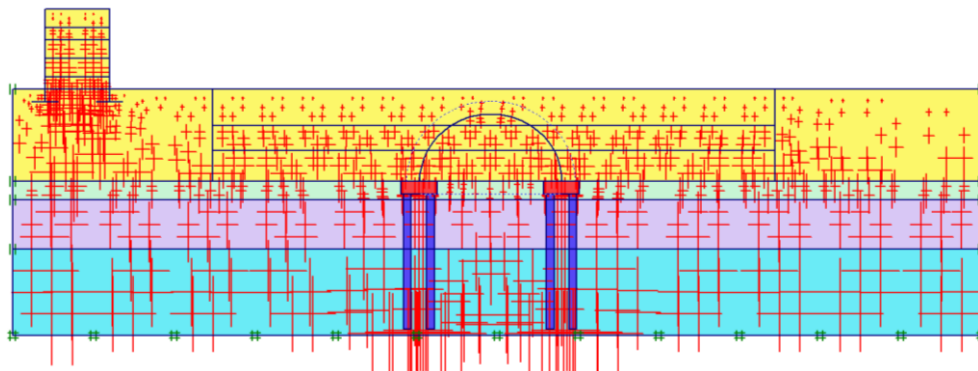


Figure V-10 : Génération des contraintes initiales

La déformation de maillage et des éléments structuraux sont représentés sur la figure V-11

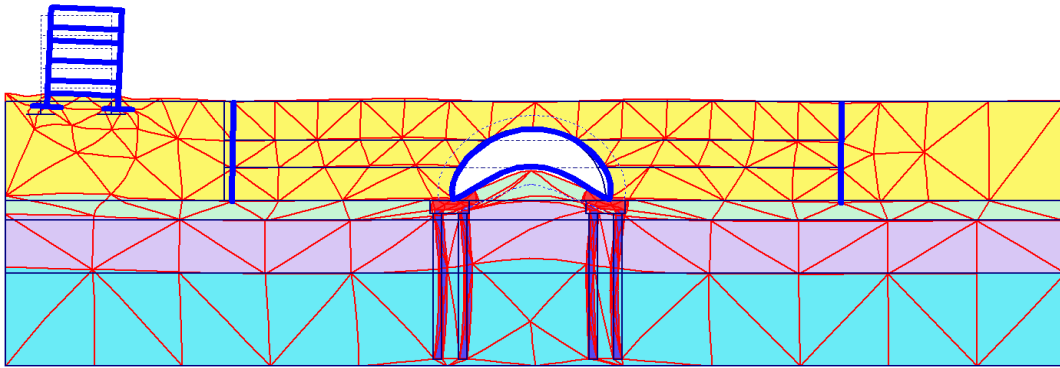


Figure V-11 : Maillage déformé en présence du tunnel

Le fond de fouille se soulève sous l'action de pression des terres latérales, la paroi se déplace et le bâtiment subit des tassements (Figure V-12).

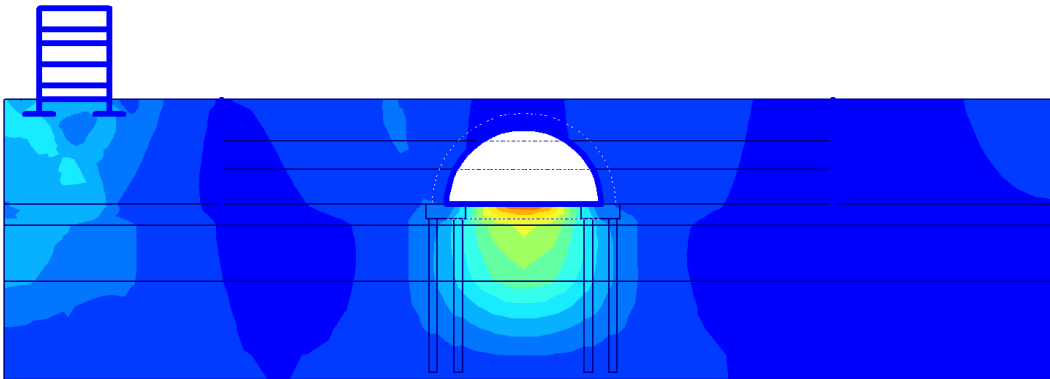


Figure V-12 : Le tassement à l'extrême

ANNEXES

ANNEXES

I-Classification de BIENIAWSKI :

A. PARAMETRES DE CLASSIFICATION ET NOTATIONS CORRESPONDANTES									
Paramètres			Plages de valeurs						
1	Résistance de la roche (matrice)	Indice Franklin I_s	> 10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	Pour les faibles valeurs de la utiliser la résistance en compression uniaxiale		
		Résist. compr. uniax. σ_c	> 250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa	1 - 5 MPa	< 1 MPa
	Notation	15	12	7	4	2	1	0	
2	RQD		90% - 100%	75% - 90 %	50% - 75%	25% - 50%	< 25%		
	Notation	20	17	13	8	3			
3	Espacement des discontinuités		> 2 m	0,6 m - 2 m	200 mm - 600 mm	60 mm - 200 mm	< 60 mm		
	Notation	20	15	10	8	5			
4	Nature des discontinuités (voir E)		Surfaces très rugueuses Non collantes Épentes en contact Épentes non altérées	Surfaces légèrement rugueuses Épaisseur < 1 mm Épentes faiblement altérées	Surfaces légèrement rugueuses Épaisseur < 1 mm Épentes fortement altérées	Surfaces lustrées ou Remplissage < 5 mm ou Épaisseur de 1 à 5 mm Joints continus	Remplissage mou > 5 mm ou Épaisseur > 5 mm Joints continus		
	Notation	30	25	20	10	0			
5	Eau	Débit sur 10 m de longueur de tunnel (l/min)	Aucun	< 10 l/min	10 à 25 l/min	25 à 125 l/min	> 125 l/min		
		Ratio : pression eau / contr. princ. σ_1	0	< 0,1	0,1 - 0,2	0,2 - 0,5	> 0,5		
		Conditions générales	Complètement sec	Humide	Mouillé	Saturé	Débruit		
	Notation	15	10	7	4	0			
RMR = Somme des notations des paramètres 1 à 5									

E. INDICATIONS POUR LA NOTATION "NATURE DES DISCONTINUITES"					
Longueur des discontinuités	< 1 m	de 1 à 3 m	de 3 à 10 m	de 10 à 20 m	> 20 m
Notation	6	4	2	1	0
Ouverture des discontinuités	aucune	< 0,1 mm	de 0,1 à 1 mm	de 1 à 5 mm	> 5 mm
Notation	6	5	4	1	0
Rugosité des épentes des discontinuités	Très rugueuse	Rugueuse	Légèrement rugueuse	Lisse	Lustrée
Notation	6	5	3	1	0
Altération des épentes	Non altéré	Légèrement altéré	Moyennement altéré	Très altéré	Décomposé
Notation	6	5	3	1	0
Matériau de remplissage des discontinuités	Aucun	Remplissage dur < 5 mm	Remplissage dur > 5 mm	Remplissage mou < 5 mm	Remplissage mou > 5 mm
Notation	6	4	2	2	0
Nota : Certaines conditions sont mutuellement exclusives. Par exemple, si du matériau de remplissage est présent, il n'est plus pertinent de considérer la rugosité dans la mesure où son effet sera effacé par celui du remplissage. Dans ce cas utiliser directement la notation du tableau A 4.					
F. INFLUENCE DE L'ORIENTATION ET DU PENDAGE DES DISCONTINUITES POUR LA STABILITE DES TUNNELS					
Horizontale du plan de discontinuité perpendiculaire à l'axe longitudinal du tunnel (creusement en travers bancs)			Horizontale du plan de discontinuité parallèle à l'axe longitudinal du tunnel (creusement en direction)		
Creusement dans le sens du pendage			Pendage 45° à 90° : très défavorable		
Pendage 45° à 90° : très favorable			Pendage 20° à 45° : moyen		
Creusement contre le sens du pendage			Pendage 0° à 20° et orientation quelconque : moyen		
Pendage 45° à 90° : moyen			Pendage 20° à 45° : défavorable		

B. AJUSTEMENT DE LA VALEUR DE RMR EN FONCTION DE L'ORIENTATION DES DISCONTINUITES (voir F)						
Direction et pendage		Très favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très défavorable
Notation	Tunnels	0	- 2	- 5	- 10	- 12
	Fondations	0	- 2	- 7	- 15	- 25
	Talus	0	- 5	- 25	- 50	- 60
C. CLASSES DE MASSIF ROCHEUX DETERMINEES PAR LE RMR						
Valeur du RMR	100 ← 81	80 ← 61	60 ← 41	40 ← 21	< 21	
Classe	I	II	III	IV	V	
Description	Très bon rocher	Bon rocher	Rocher moyen	Rocher médiocre	Rocher très médiocre	
D. PROPRIETES GLOBALES ATTRIBUEES AU MASSIF ROCHEUX EN FONCTION DES CLASSES						
Classe	I	II	III	IV	V	
Temps de tenue sans soutènement	20 ans pour une portée de 15 m	1 an pour une portée de 10 m	1 semaine pour une portée de 5 m	10 h pour une portée de 2,5 m	30 mn pour une portée de 1 m	
Cohésion du massif rocheux (kPa)	> 400 kPa	300 à 400 kPa	200 à 300 kPa	100 à 200 kPa	< 100 kPa	
Angle de frottement du massif rocheux (°)	> 45°	35° à 45°	25° à 35°	15° à 25°	< 15°	

Classe de la roche	TYPE DE SOUTÈNEMENT						
	BOULONS D'ANCRAGE (1)		BETON PROJETÉ			CINTRES METALLIQUES	
	Espace-ment	Complément d'ancrage	Voûte	Piédroits	Complément de soutènement	Type	Espace-ment
1	GÉNÉRALEMENT PAS NÉCESSAIRE						
2	1,5-2,0 m	Occasionnellement treillis soudé en voûte	50 mm	néant	néant	non rentable	
3	1,0-1,5 m	treillis soudé + 30 mm de béton projeté en voûte si nécessaire	100 mm	50 mm	occasionnellement treillis et boulons si nécessaire	cintres légers	1,5-2,0 m
4	0,5-1,0 m	treillis soudé + 30-50 mm de béton projeté en voûte et en piédroits	150 mm	100 mm	treillis soudé et boulons de 1,5 à 3 m d'espacement	Cintres moyens + 50 mm de béton projeté	0,7-1,5m
5	Non recommandé		200 mm	150 mm	treillis soudé boulons et cintres légers	Immédiatement 80 mm de béton projeté puis cintres lourds à l'avancement	0,7 m

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

II-Classification de BARTON :

DESCRIPTION DE LA FRACTURATION	R.Q.D.
A Très forte	0 - 25
B Forte	25 - 50
C Moyenne	50 - 75
D Faible	75 - 90
E Très faible	90 - 100

RQD

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

Jn

ALTERATION DE LA DISCONTINUITÉ		Ja	approximatif
Contact entre les deux épontes			
A	Remplissage imperméable, résistant fortement consolidé	0,75	—
B	Epontes non altérées, uniquement oxydées	1,0	25° - 35°
C	Epontes largement altérées, enduit sans minéraux argileux, mais avec des parties sableuses	2,0	25° - 30°
D	Enduit silteux ou sableux faiblement argileux	3,0	20° - 25°
E	Enduit de minéraux faiblement frottant c'est-à-dire kaolinite, mica, gypse, chlorite, talc, graphite... avec une petite quantité d'argiles gonflantes	4,0	8° - 16°
Epontes rocheuses restant en contact après un léger cisaillement			
F	Roche désintégrée, avec des parties sableuses mais sans argile	4,0	25° - 30°
G	Remplissage argileux fortement sur-consolidé	6,0	16° - 24°
H	Remplissage argileux faiblement à moyennement sur-consolidé	8,0	12° - 16°
I	Remplissage argileux avec minéraux gonflants ex montmorillonite, la valeur de Ja dépend du pourcentage de minéraux expansifs et des conditions d'hydratation	8,0 - 12,0	6° - 12°

ENRC COTUN

Ja

ALTERATION DE LA DISCONTINUITÉ		Ja	v. approximatif
Les épontes ne sont pas en contact			
K L M	Zones ou bandes de roche désintégrée ou broyée avec des conditions d'argile identiques aux cas G, H et I	6,0 8,0	
N	Zones ou bandes de matériau silteux, ou sableux avec une faible teneur en argile	5,0	
P Q R	Zones ou bandes de matériau argileux épaisses avec des conditions sur les minéraux argileux identiques aux cas G, H et I	10,0 - 13,0 13,0 - 20,0	6° - 24°

Ja

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

Jw

✓ **SRF :**

Stress Reduction Factor

(état tectonique du

massif)

Facteur de contrainte		σ_c/σ_1	σ_v/σ_1	SRF
Ouvrage souterrains rencontrant des zones altérées susceptibles d'induire des instabilités de masses rocheuses lors de l'excavation				
A	Multiples zones d'altération contenant des argiles ou du matériau chimiquement dégradé			10,0
B	Une zone d'altération isolée contenant des argiles ou du matériau chimiquement dégradé, à une profondeur < 50 m			5,0
C	Idem mais profondeur > 50 m			2,5
D	Multiple zones de cisaillement dans une roche compétente sans argile			7,5
E	Zone de cisaillement isolée dans roche compétente, sans argile, profondeur < 50 m			5,0
F	Idem mais profondeur > 50 m			2,5
G	Discontinuités ouvertes, roche fortement fracturée			5,0
Roches compétentes – Etat de contrainte				
H	Faible contrainte, faible profondeur	> 200	> 13	2,5
I	Contrainte moyenne	10 - 200	0,66 - 13	1,0
J	Contrainte importante, structure fortement comprimée	5 - 10	0,33 - 0,66	0,5 - 2
K	Ecaillage moyen	2,5 - 5	0,16 - 0,33	5 - 10
L	Ecaillage important	< 2,5	< 0,16	10 - 20

SRF

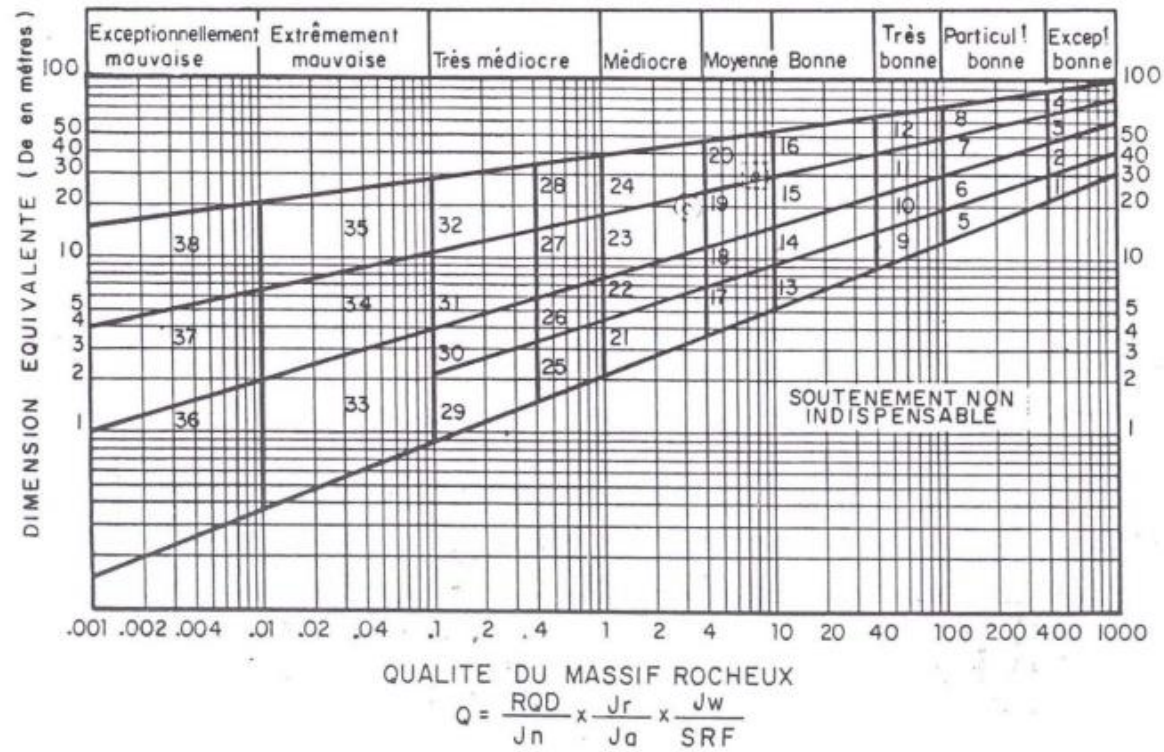
Facteur de contrainte		σ_c/σ_1	σ_v/σ_1	SRF
Roches poussantes, déformation importantes				
M	Pression de déformation moyenne			5 - 10
N	Pression de déformation élevée			10 - 20
Roches gonflantes				
O	Pression de gonflement moyenne			5 - 10
P	Pression de gonflement élevée			10 - 20

✓ ESR (Equivalent Support Ratio)

Nature de l'ouvrage		ESR	N
A.	Galeries temporaires de mines, etc.	env. 3,5 ?	(2)
B.	Puits verticaux :		
	- section circulaire	env. 2,5 ?	(0)
	- section rectangulaire/carrée	env. 2,0 ?	(0)
C.	Galeries permanentes de mines, galeries hydrauliques d'aménagements hydro-électriques (à l'exclusion des galeries à forte charge), galeries pilotes, etc.	1,6	(83)
D.	Salles de stockage, usines de traitement d'eau, tunnels secondaires routiers et ferroviaires, cheminées d'équilibre, galeries d'accès, etc.	1,3	(25)
E.	Usines électriques, principaux tunnels routiers et ferroviaires, abris atomiques, entrées en galeries, croisements, etc.	1,0	(79)
F.	Usines nucléaires, gares ferroviaires, aménagements sportifs ou publics, installations industrielles, etc.	env. 0,8 ?	(2)

Note : N représente le nombre de cas étudiés dans chaque catégorie ; la confiance que l'on peut accorder à la valeur de ESR est donc fonction de ce nombre.

✓ Choix des soutènements



✓ Choix des soutènements

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

Soutènement des massifs de qualité "excellente, extrêmement bonne, très bonne, bonne" $Q = 1\ 000$ à 10

sb - (Spot bolting) boulonnage local

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

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

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

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

(mr) - (Mesh reinforced) treillis soudé

clm - (Chain link mesh) grillage

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

(sr) - (Steel reinforced) armature acier

Nota : Les boulons sont supposés être de $\varnothing 20$ mm.

Catégorie Soutènement	Facteurs déterminants			Soutènement	Voir Notes
	$\frac{RQD}{J_n}$	$\frac{J_r}{J_a}$	Portée ESR		
15	> 10	-	-	B (tg) 1,5-2 m + cim	I.II.IV
	≤ 10	-	-	B (tg) 1,5-2 m + S (mr) 5-10 cm	I.II.IV
16* Voir note XII	> 15	-	-	B (tg) 1,5-2 m + cim	I.V.VI
	≤ 15	-	-	B (tg) 1,5-2 m + S (mr) 10-15 cm	I.V.VI

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

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

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

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

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

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

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

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

FACTEURS DETERMINANTS		SOUTÈNEMENT
$\frac{R.Q.D.}{J_n}$	$\frac{J_r}{J_a}$	
$\geq 12,5$	$< 0,75$	Boulonnage systématique passif et injecté tous les mètres. Béton projeté de 2 à 3 cm d'épaisseur.
$< 12,5$	$\leq 0,75$	Béton projeté de 2,5 à 5 cm d'épaisseur
$< 12,5$	$\geq 0,75$	Boulonnage systématique passif et injecté tous les mètres.

Note : En cas de problème grave de décompression brutale tel que l'éclatement, on emploie souvent des boulons précontraints à plaques d'appui à grandes dimensions, d'écartement 1 m environ, parfois de 0,8 m. Le soutènement définitif est mis en place après disparition du phénomène de décompression.
(D'après BARTON).

III- classification AFTES :

Dans notre cours ; on se base sur un seul paramètre : résistance à la compression.

Comportement mécanique	Pas de soulèvement		Béton projeté	Boulons				Cintres		Voussoirs		Tubes préfabriqués	Boudoir ou pousse tube	Procédés spéciaux		
				à ancrage ponctuel	à ancrage repart	barres foncées		lourds	légers coulissants	plaques métal assemblées	béton			injection	air comprimé	congélation
R1	•			•		✗				✗	✗	✗	✗		✗	✗
R2a	•			•		✗				✗	✗	✗	✗		✗	✗
R2b			•	•	•	✗				✗	✗	✗	✗		✗	✗
R3a			•	•	•	✗		•		✗	✗	✗	✗		✗	
R3b			•		•	✗		•			✗	✗	✗			
R4	✗		•	✗				•	•							
R5a	✗		•	✗				•	•	•						
R5b	✗			✗	✗			•	•	•	•	•	•	•		
R6a	✗		✗	✗	✗	✗		Enf	Enf	Enf	Bcl		•	•		
R6b	✗		✗	✗	✗	✗		Enf Brl	Enf Brl	Enf Brl	Bcl Brl Brl	Brl	•	•		•

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

Tableau:1		Comportement mécanique	Pas de soutènement		Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes préforés	Bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux		
						à ancrage ponctuel	à ancrage réparti	barres foncées	lourds	légers coulissants	plaques métal assemblées	béton			Injection	Air comprimé	Congélation
	R 1	•			•					×	×	×				×	×
	R 2 a	•			•					×	×	×				×	×
	R 2 b			•	•	•				×	×	×				×	×
	R 3 a			•	•	•			•	×	×	×				×	
	R 3 b			•		•			•		×	×	×				
	R 4	×		•	×			•	•								
	R 5 a	×		•	×			•	•	•							
	R 5 b	×			×	×		•	•	•	•	•	•	•			
	R 6 a	×			×	×	×	Enf	Enf	Enf	Bcl			•	•		
	R 6 b	×			×	×	×	Enf Bif	Enf Bif	Enf Bif	Bcl Bif	Bif		•	•		•

LEGENDE

Enf : avec enfilage

Bif : avec blindage du front

Bcl : avec bouclier

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

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

Références Bibliographiques

- 1- Mécanique des Roches et Travaux Souterrains Cours et exercices corrigés François MARTIN et Adrien SAÏTTA. Centre d'Études des Tunnels Mai 2005.
- 2- Mécanique des roches appliquée aux ouvrages souterrains Méthode de classification des terrains et utilisation dans la conception des projets ENPC - COTUN Intervenants : Fabien BINET, Julian MARLINGE (BE TERRASOL, groupe SETEC.2017-2018.
- 3- Mémoire de Master : Dimensionnement du soutènement d'un tunnel routier : Cas du tunnel sis à Sidi Aich, Université de Bejaia 2014/2015
- 4- Mémoire d'ingéniorat : Conception et calcul d'un tunnel cas du métro d'Alger. Ecole nationale Polytechnique d'Alger 2006/2007.
- 5- Calcul des tunnels Laurent Bérend Francis Lanquette Hervé Thibaut <https://docplayer.fr/197711178-Le-calcul-des-tunnels.html>.
- 6- Jamal Idris : Accidents géotechniques des tunnels études ouvrages souterrains – méthodes analytiques pour le retour d'expérience et la modélisation numérique, Thèse de doctorat de Nancy université - institut national polytechnique de Lorraine, 2007.
- 7- Calcul des tunnels par la méthode convergence –confinement, Marc Panet et Jean Sulem, Presses De L'école Nationale Des Ponts Et Chaussées, 2021.
- 8- Ismail BENAMAR : Etude des effets différés dans les tunnels profonds, Thèse de doctorat l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1996.
- 9- A.Plumier « Pathologie et réparations structurelles des constructions », ArGenCo, Édition, 2006.
- 10- Sahraoui Hadjer et Hachemaoui Amal : Étude de l'interaction Sol-Structure. Cas du Tunnel Oued El-Ouakrif-Sol-Bâtiment, Mémoire de master Université Dr Moulay Tahar Saida 2016-2017
- 11- Nielsen B., 1994 Analysis of potential cave-in fault zones in hard rock subsea tunnels. Rock Mech. Rock
- 12- Barton, N.R., Lien, R. and Lunde, J. 1974. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. Rock Mech. 6(4), 189-239
- 13- Lauffer, H. 1958. Gebirgsklassifizierung für den Stollenbau. Geol. Bauwesen 24(1), 46-51.
- 14- Pierre Gesta, (AFTES) Travaux souterrains – Technique de l'ingénieur 1994.