

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Mémoire De Master

Présenté à l'Université 8 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : Géotechnique

Présenté par : Bouras Akram

Thème: Méthodes de calcul des tunnels

Sous la direction de : Pr. Belabed Lazhar

Juin 2025

DÉDICACE

Je dédie ce majeur travaille aux piliers de ma vie, ma mère et mon père la raison pour laquelle j'ai décidé de continuer mes études,

A ma chère femme qui m'a encouragé fortement pendant ma vie et sa famille aussi.

Ce travail aussi est dédié A monfrère, mes sœurs et ceux qui ont partagé avec moi tous les moments d'émotion lors de la réalisation de ce travail.

Ils m'ont chaleureusement supporté et encouragé tout au long de mon parcours.

A tous mes amis qui m'ont toujours encouragé, et à qui je souhaite plus de succès.

A tous ceux que j'aime

REMERCIEMENT

*Je remercie d'abord Dieu tout puissant de m'avoir donné la force
et le courage pour terminer ce modeste travail,*

*Je remercie infiniment mon encadrant « M. Belabed Lazhar »,
pour son support et ses efforts pendant toute cette période de
recherche,*

*Ensuite je remercie aussi les jurys d'avoir accepté lire mon
travail*

*Merci à toutes les personnes qui m'ont encouragé de finir mon
mémoire*

Merci à mes parents

Merci à ma femme

Merci à mes amis

Merci à tous

LISTE DES FIGURES

FIGURE 1 CREUSEMENT EN SECTION PLEINE.	24
FIGURE 2 A : DEMI-SECTION SUPERIEURE (CALOTTE+STROSS), B : DEMIE -SECTION INFERIEURE (RADIER).	26
FIGURE 3 CREUSEMENT EN SECTION DIVISEE.	27
FIGURE 4 PLAN DE TIR SEQUENTIEL - PLEINE SECTION ET DEMI-SECTION.	29
FIGURE 5 MACHINE A ATTAQUE PONCTUELLE.	30
FIGURE 6 SCHEMA GENERAL CONSTITUTIF D'UNE MACHINE PLEINE SECTION.	30
FIGURE 7 MACHINE FOREUSES PLEINE SECTION (TUNNELIER ATLAS COPCO).	31
FIGURE 8 FONCTION D'UN BOUCLIER.	32
FIGURE 9 BOULONS PASSIFS (ANCRAGE PONCTUEL, ANCRAGE REPARTI).	33
FIGURE 10 A-BOULON A ANCRAGE PAR GONFLEMENT ; B- BOULON A ANCRAGE PAR COMPRESSION.	34
FIGURE 11 CINTRE COULISSANT (TYPE TH). FIGURE 12 HEB.	35
FIGURE 13 CINTRE RETICULE.	36
FIGURE 14 BLINDAGE.	36
FIGURE 15 ENFILAGE.	37
FIGURE 16 (A) VOUTAIN DE TERRAIN ENTRE DEUX CINTRES (B) TECHNIQUE DE L'ENFILAGE.	37
FIGURE 17 (A) APPLICATION DE LA NEW AUSTRIAN TUNNELLING METHOD(B) BOULONNAGE DU FRONT.	38
FIGURE 18 COUPE TYPE DE REVETEMENT DEFINITIF D'UN TUNNEL AVEC RADIER CONTRE-VOUTE	42
FIGURE 19 LES DIFFERENTES DECOUPES DU MASSIF ROCHEUX EN PLAQUE	45
FIGURE 20 L'ORIENTATION DU PLAN DES JOINTS	46
FIGURE 21 ESPACEMENT DES JOINTS	47
FIGURE 22 DESCRIPTION DE LA RUGOSITE DES JOINTS	48
FIGURE 23 IMBRICATION DES JOINTS	49
FIGURE 24 OUVERTURE DES JOINTS	50
FIGURE 25 ZONE DECOMPRIMEE AU-DESSUS D'UNE CAVITE	52
FIGURE 26RELATION ENTRE (Q - DE) ET LES CATEGORIES DE SOUTENEMENT [16]	64
FIGURE 27 SECTION DE CALCUL DE L'INFLUENCE DE LA CHARGE DU BATIMENT.	ERROR!
BOOKMARK NOT DEFINED.	
FIGURE 28CHARGE DU BATIMENT SOUS FORME RECTANGULAIRE.	ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.
FIGURE 29TERZAGHI AVEC DIFFERENTES COUCHES.	ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU 1. : MODULE D'ELASTICITE DYNAMIQUE G DES TYPES DE SOL DIFFERENTS	17
TABLEAU 2 CLASSIFICATION AFTES SELON LE NOMBRE DE FAMILLES DE DISCONTINUITES	46
TABLEAU 3 CLASSIFICATION A.F.T.E.S SELON L'INTERVALLE ENTRE LES DISCONTINUITES DE CHAQUE FAMILLE	48
TABLEAU 4 CLASSIFICATION DU ROCHER EN FONCTION DU RQD. [9]	51
TABLEAU 5 HAUTEUR DE TERRAIN DECOMPRIE AU-DESSUS D'UN TUNNEL	53
TABLEAU 6 COEFFICIENT DE RESISTANCE F DES ROCHES (D'APRES M.PROTODIAKONOV)	54
TABLEAU 7 PARAMETRES DE CLASSIFICATION DES ROCHES ET NOTES DE PONDERATION	56
TABLEAU 8 NOTE D'AJUSTEMENT POUR L'ORIENTATION DES JOINTS	57
TABLEAU 9 CLASSE DE ROCHER SUIVANT LA CLASSIFICATION DE Z.BIENIAWSKI	57
TABLEAU 10 RMR ET QUALITE DU MASSIF ROCHEUX SUIVANT LA CLASSIFICATION DE Z.BIENIAWSKI	57
TABLEAU 11 CHOIX DE SOUTENEMENT D'APRES Z.BIENIAWSKI	58
TABLEAU 12 PARAMETRES DE CLASSIFICATION DES ROCHES ET NOTES DE PONDERATION (CRITERE DE BARTON).	60
TABLEAU 13 VALEUR DE Q ET QUALITE DU MASSIF ROCHEUX	62
TABLEAU 14 EXCAVATION SUPPORT RATIO (ESR) POUR DIVERS TYPES D'OUVRAGES SOUTERRAINS	63
TABLEAU 15 VALEURS DE B.	71
TABLEAU 16 CHARGE ACTIVE VERTICALE DE TERZAGHI POUR LE SOUTENEMENT.	72
TABLEAU 17 CHARGE ACTIVE VERTICALE DE TERZAGHI POUR LE REVETEMENT DEFINITIF.	72
TABLEAU 18 CHARGE VERTICALE ASCENDANTE EN RADIER.	73
TABLEAU 19 DIFFERENCES ENTRE LES DEUX METHODES.	74

Sommaire

Dédicace	
Remerciement	
Résumé	
Introduction générale	
<u>Chapitre I</u>	1
Introduction	2
La nature des terrains : roches et sols	3
Les grandes catégories des Roches	4
Les sols	6
Formation des sols	6
La classification des particules solides d'un sol	7
Propriétés mécaniques clés	8
Conclusion	12
<u>Chapitre II</u>	13
Introduction	14
Objectifs à atteindre	15
Coupe géologique et hydrogéologique	15
Caractérisation géo-mécanique de tous les matériaux	15
Identifications de tronçons homogènes	16
Conditions géologiques	16
Conditions tectoniques	16
Conditions sismiques	17
Reconnaissances géotechniques	17
Objectifs	18

Résultats de la reconnaissance géotechnique	18
Paramètres et classification des terrains	19
<u>Chapitre III</u>	20
Introduction	21
Conception	22
Partie fonctionnelle	22
Environnement	
Terrain	
Procédés de Construction	23
Excavation (creusement)	23
Méthodes de creusement	24
Mode d'exécution du creusement	28
Soutènement	32
Les différents types de soutènement	32
La nouvelle méthode autrichienne (NMA ou NATM)	38
Revêtement définitif	41
<u>Chapitre IV</u>	43
Introduction	44
Généralités sur la discontinuité	45
Nombre de familles de joints	45
Orientation du plan des joints	46
Espacement des joints	46
Rugosité de la surface du joint	48
Imbrication des joints	49
Ouverture et remplissage du joint	49

RQD	50
Pré-dimensionnement des ouvrages souterrains	51
Les méthodes semi empiriques	51
La méthode de Terzaghi	51
Méthode de M. Protodiakonov	53
La méthode de Bieniawski (RMR) Rock Mass Rating	54
La méthode de BARTON (Q system)	58
<u>Chapitre V</u>	67
introduction	68
Méthodes de calcul des pressions horizontales et verticales	68
Détermination des charges	69
Conclusion générale	76
Bibliographie	77

الملخص

الدور الهام للأنفاق في البنية التحتية الطرق والسكك الحديدية يشجعنا على دراسة جميع الظواهر التي تحكم سلوكها وجها لوجه معالبيانات المصممة لأجلها، لتفادي ظهور الاضطرابات التي يمكن ان تسبب انهيار. تحقيقا لهذه الغاية، مهمتنا هي دراسة بعض الطرق لحساب الانفاق

RÉSUMÉ :

Le rôle important des tunnels dans les infrastructures routières et ferroviaires nous incite à étudier tous les phénomènes qui régissent leur comportement, en lien avec les données qu'ils sont censés capturer, afin d'éviter les perturbations susceptibles de provoquer un effondrement. À cette fin, nous examinons quelques méthodes de calcul des tunnels.

ABSTRACT:

The important role of tunnels in road and railway infrastructure encourages us to study all the phenomena that govern their behavior in conjunction with the data they are designed to capture, to avoid disturbances that could cause collapse. To this end, our task is to examine some methods for calculating tunnels.

Introduction générale

L'urbanisation croissante et la densification des zones urbaines au cours des dernières décennies ont engendré des défis majeurs en matière de mobilité, d'aménagement du territoire et de préservation de l'environnement. Face à la saturation des réseaux de transport en surface et à la nécessité impérieuse de ménager les espaces disponibles, la construction en sous-sol s'est affirmée comme une solution stratégique et souvent incontournable.

Qu'il s'agisse de la réalisation de tunnels routiers et ferroviaires visant à fluidifier le trafic et à relier des zones autrement difficilement accessibles, de la création de parkings souterrains pour optimiser l'utilisation de l'espace urbain, ou encore du développement d'infrastructures souterraines pour les réseaux d'énergie et de communication, l'exploitation du sous-sol est devenue une composante primordiale de l'aménagement des villes modernes. Cette tendance s'explique par la double nécessité de s'affranchir des contraintes topographiques et de minimiser l'empreinte au sol des infrastructures, contribuant ainsi à la préservation des terrains et à la réduction des nuisances environnementales.

Parmi ces ouvrages souterrains, le tunnel occupe une place de choix en raison de son rôle fondamental dans la facilitation des communications et des échanges économiques. En permettant de franchir des obstacles naturels tels que les montagnes, les cours d'eau ou les zones accidentées, ou des obstacles anthropiques comme les zones densément bâties, les tunnels réduisent significativement les distances, les temps de trajet et les coûts de transport. Ils constituent ainsi des leviers essentiels pour le développement économique régional et national, en favorisant la mobilité des personnes et des marchandises. L'importance économique des tunnels se manifeste également dans les investissements considérables qu'ils représentent et dans les retombées induites en termes d'emploi et d'innovation technologique.

Cependant, la conception et la construction de tunnels sont des entreprises complexes qui requièrent une expertise pointue dans plusieurs domaines. Une connaissance approfondie de la géologie et de la géotechnique est absolument indispensable pour comprendre la nature du terrain traversé, identifier les risques potentiels (instabilité des sols ou des roches, présence d'eau souterraine, etc.) et adapter les méthodes de construction et les systèmes de soutènement en conséquence.

La stabilité d'un tunnel est intrinsèquement liée aux caractéristiques mécaniques du sol ou de la roche encaissante, aux contraintes in situ, aux conditions hydrogéologiques et aux sollicitations induites par les travaux et l'exploitation. De plus, la complexité des techniques de

Introduction générale _____

construction modernes, qu'il s'agisse de méthodes traditionnelles ou de techniques plus avancées comme le tunnelier, exige l'intervention d'entreprises hautement qualifiées, possédant un savoir-faire spécifique et une expérience avérée dans ce type d'ouvrages.

Face à ces défis, le dimensionnement et le calcul des tunnels constituent une étape cruciale de leur conception. Des méthodes rigoureuses sont nécessaires pour évaluer les contraintes et les déformations dans le terrain et dans la structure de soutènement, afin de garantir la stabilité de l'ouvrage à court et à long terme, ainsi que la sécurité des usagers. L'évolution des méthodes de calcul, depuis les approches empiriques et analytiques initiales jusqu'aux puissantes simulations numériques actuelles, témoigne d'une recherche constante d'amélioration de la précision et de la fiabilité des prédictions.

La problématique

Bien que le domaine du calcul des tunnels ait connu des avancées significatives avec le développement de modèles analytiques et numériques sophistiqués, une tension persiste quant à leur aptitude à intégrer pleinement la complexité des interactions sol-structure, la variabilité des conditions géologiques et hydrogéologiques rencontrées en milieu urbain, ainsi que les incertitudes associées aux chargements et aux techniques de construction.

Cette limitation potentielle soulève des interrogations fondamentales sur la fiabilité des prédictions de stabilité et sur la nécessité d'une validation rigoureuse des approches théoriques par des observations in situ et des études de cas concrets.

Objectifs

Dans ce contexte, le présent travail de mémoire se fixe un double objectif.

Dans un premier temps, il s'agira de réaliser une synthèse bibliographique exhaustive des principales méthodes de dimensionnement et de calcul des tunnels. Cette revue de la littérature permettra de dresser un panorama des approches théoriques, des modèles constitutifs des matériaux, des outils numériques disponibles et des normes en vigueur dans ce domaine. Une attention particulière sera accordée aux fondements de chaque méthode, à leurs domaines d'application privilégiés, à leurs avantages et à leurs limitations.

Introduction générale

Dans un second temps, ce travail se concentrera sur l'étude de la stabilité des tunnels, en explorant les différents mécanismes de rupture potentiels et les critères d'évaluation de la sécurité.

Des applications numériques seront réalisées, mettant en œuvre des logiciels de modélisation géotechnique avancés, afin d'illustrer concrètement l'application des méthodes de calcul étudiées et d'analyser le comportement d'un tunnel type sous différentes conditions de chargement et de terrain.

L'ensemble de cette démarche vise à contribuer à une meilleure compréhension des enjeux liés au calcul de la stabilité des tunnels et à éclairer les pratiques d'ingénierie dans ce domaine essentiel de la construction souterraine en milieu urbain.

Pour ce travail de mémoire, l'approche privilégiée combinera les méthodes analytiques et numériques pour l'étude de la stabilité des tunnels. Les méthodes analytiques serviront de fondation théorique, permettant de comprendre les principes fondamentaux de la distribution des contraintes et des déformations autour des excavations souterraines dans des conditions idéalisées.

Ces solutions exactes pour des cas simplifiés offriront des points de référence précieux pour la vérification et l'interprétation des résultats obtenus par les méthodes numériques.

L'application principale se concentrera sur les méthodes numériques (telles que la méthode des éléments finis), qui offrent la flexibilité nécessaire pour modéliser des géométries complexes, l'hétérogénéité du terrain et les interactions sol-structure de manière plus réaliste. Des applications numériques simplifiées seront réalisées pour illustrer concrètement l'utilisation de ces outils et analyser la stabilité des tunnels sous différentes conditions de chargement et de terrain, en s'appuyant sur les principes théoriques établis par les méthodes analytiques.

La structure de ce mémoire s'organisera en plusieurs chapitres afin d'aborder de manière méthodique les méthodes de calcul de la stabilité des tunnels.

Après une introduction contextualisant l'importance de la construction souterraine et énonçant la problématique, le premier chapitre établira les fondements géologiques et géotechniques essentiels à la compréhension du comportement des tunnels.

Introduction générale_____

Le deuxième chapitre sera consacré à une synthèse bibliographique détaillée des différentes méthodes de dimensionnement et de calcul existantes.

Le troisième chapitre se focalisera sur l'analyse de la stabilité des tunnels, en examinant les facteurs d'influence et les méthodes d'évaluation.

Chapitre I

Fondements Géotechniques

Essentiels

Chapitre I _____ Fondements géotechniques essentiels

Introduction

Ce chapitre introduit les concepts géotechniques fondamentaux nécessaires à la compréhension des méthodes de calcul des tunnels. Nous aborderons la **nature des terrains** (distinction entre roches et sols), leurs **propriétés mécaniques clés** (résistance, déformabilité, contraintes in situ) et **l'influence des eaux souterraines** (pressions hydrostatiques). Ces éléments constituent la base sur laquelle les différentes méthodes de calcul, qu'elles soient analytiques ou numériques, s'appuient pour évaluer le comportement et la stabilité des ouvrages souterrains. Une compréhension de ces fondements est essentielle pour appréhender les capacités et les limitations des approches qui seront détaillées ultérieurement.

1.1 Nature des Terrains : Roches et Sols

Les ouvrages utilisent le sol autant qu'un élément de l'infrastructure qui transmet la charge globale de l'ouvrage vers une couche du sol suffisamment stable et résistante. De ce fait, la réussite de l'ouvrage relève de la réussite du projet de fondation. Selon le type de l'ouvrage et son mode de conception, le sol peut constituer une base d'appuis pour l'ensemble de l'ouvrage tel que route, tunnel, barrage poids, mur de soutènement, aérodrome, ou un point d'appuis pour quelques éléments seulement tel que bâtiment, pont, barrage...etc. La mécanique des sols (et des roches) est la science qui regroupe l'ensemble des connaissances et des techniques qui permettent d'identifier les caractéristiques qui régissent le comportement mécanique du sol.

1.1.1 Les Roches :

- **Définition :**

Les roches sont des matériaux naturels généralement solides et formés, essentiellement ou en totalité, par un assemblage de minéraux, comportant parfois des fossiles (notamment dans les roches sédimentaires), du verre résultant du refroidissement rapide d'un liquide (volcanisme, friction) ou des agrégats d'autres roches. La roche présente une grande diversité d'aspects. Elle peut être : Souvent dure et cohérente (elle est dénommée pierre (marbre, granite), caillou, galet...), friable ou inconsistante (à l'image de la craie et du talc pressés sous les doigts), plastique comme l'argile humidifiée, Meuble (à l'exemple du sable qui coule dans le sablier), liquide (huile ou gazeuse) et perméable comme le calcaire Ou imperméable comme l'argile.

La mécanique des roches est une science qui s'est individualisée depuis une trentaine d'années possède quelques spécificités et se consacre à l'étude de la structure et de l'évolution de l'écorce terrestre. Il est courant d'affirmer que le matériau rocheux est un matériau de qualité, rigide et résistant, et que les massifs rocheux sont de « bons terrains » pour les travaux de génie civil.

Cependant, l'optimisation des travaux au rocher nécessite une connaissance du comportement mécanique des roches, et les grands ouvrages de génie civil, tels que tunnels profonds, barrages, centrales nucléaires, ou viaducs de grande portée, sollicitent le massif rocheux parfois à la limite de ses capacités. La distinction de ces deux branches est conventionnelle car elles utilisent les mêmes « lois » générales et les mêmes formes de raisonnement et de calcul.

Les Grandes Catégories des Roches :

Notons qu'un minéral est formé d'une seule substance, alors qu'une roche peut être composée de plusieurs types de minéraux, de même nature ou de nature différente. Les roches peuvent être très différentes par leurs caractéristiques physiques et chimiques et donc par leur aspect. Dans l'écorce terrestre comme dans les paysages, on trouve des roches sous différentes formes et notamment :

- **Des roches dures** comme le granite.
- **Des roches plastiques**, comme les argiles qui changent d'aspect et de propriétés lorsqu'on y ajoute de l'eau.
- **Des roches friables**, comme la craie qui s'effrite sous la pression de l'ongle.
- **Des roches meubles**, comme le sable qui coule entre les doigts lorsqu'on le manipule.
- **Des roches liquides**, comme le pétrole qui est inflammable.

Les roches présentes sur Terre peuvent être d'origine magmatique, métamorphique ou sédimentaire. La manière dont elles se forment détermine leur appartenance à l'une ou l'autre de ces grandes familles.

Les Roches éruptives (Magmatique) :

Roches formées à partir de magma fondu et durci durant son refroidissement. Quand le magma devient roche ?

La croûte terrestre et le manteau supérieur de la Terre sont soumis à des mouvements de convection engendrant des variations de température et de pression. Quand la chaleur et la pression augmentent à quelques dizaines de kilomètres sous la surface, les roches qui composent la lithosphère peuvent entrer en fusion partielle ou totale et se transformer en magma. En refroidissant, le magma se solidifie pour devenir une roche magmatique.

Chapitre I _____ Fondements géotechniques essentiels

Il existe deux familles de roches magmatiques qui se forment dans des circonstances différentes :

1. Quand le magma remonte à la surface de la terre lors d'une éruption volcanique, sa solidification donne naissance à des **roches volcaniques**. La plus répandue est le **basalte**, une roche sombre, mate, dure, compacte et peu cristallisée.
2. Si le magma n'atteint pas la surface terrestre : il **se cristallise** en profondeur au sein de poches pouvant mesurer plusieurs dizaines de kilomètres. Au fil des millénaires, la cristallisation des magmas engendre des **roches plutoniques**. La plus répandue est le **granite**.

Les Roches Sédimentaires : Une formation lente et progressive.

À la surface de la Terre, toutes les roches sont exposées à **l'érosion** : Au fil du temps, ces éléments se déposent et s'accumulent à la surface des continents, dans le lit des cours d'eau, au fond des océans. C'est ainsi que naissent les **roches sédimentaires**. Celles-ci proviennent de différents types de sédiments. Ainsi :

- Les Galets donnent des **Conglomérats**.
- Les Gros Grains donnent des **Sables**.
- Les Petits Grains donnent des **Silts**.
- Les Particules fines forment des **Argiles**.

Les Roches Métamorphiques : La genèse mouvementée.

L'écorce terrestre est agitée de mouvements qui débouchent localement sur la formation de montagnes. Ces mouvements affectent des couches rocheuses profondes en les soumettant à des contraintes de température et de pression. Chauffées et Compressées, les roches changent de structure : leurs minéraux s'orientent différemment et l'on assiste à l'apparition d'autres types de minéraux. C'est ainsi que naissent de nouvelles roches, dites Métamorphiques. Les roches métamorphiques visibles dans nos paysages ont été soulevées jusqu'à la surface de la Terre par des mouvements internes. Peu à peu, l'érosion a dénudé les terrains qui les recouvraient, ce qui provoque leur affleurement. Certaines de ces roches, comme l'Ardoise, le Schiste ou le Gneiss, sont exploitées dans des carrières et employées comme matériaux de construction.

1.1.2. Les Sols :

- **Définition :**

Le sol est un agrégat naturel de grains minéraux, séparables par une action mécanique légère. Le sol est le résultat d'une altération naturelle physique ou chimique des roches. Le sol est un matériau meuble, mélange en proportions variables de particules de toutes dimensions. C'est un matériau de comportement complexe.

La mécanique des sols peut-être définie comme étant la science qui étudie les propriétés physiques, hydrauliques et mécaniques des sols en vue de leur utilisation comme sol support de fondations, ou de matériaux de construction d'ouvrages. Les propriétés physiques et mécaniques de ces sols pourront être étudiées en laboratoire sur des échantillons remaniés et prélevés dans les zones d'emprunt.

- **Formation des sols:**

Le sol met très longtemps à se constituer (plusieurs milliers d'années). Dans certaines conditions, la roche-mère, élément minéral est altérée par l'air, la gravité et l'eau. Ce qui aboutit après le dépôt des fragments de la roche mère à la formation d'un sol transporté. Il est aussi possible qu'un sol se forme sur place sans transport, ce qui correspond alors à un sol résiduel.

Dans les cas les plus généraux un sol peut contenir des fragments de roche, des particules d'argile et des matières organiques. Les vides entre ces différents éléments, généralement appelés pores ou interstices sont remplis d'eau et d'air. Si les vides ne contiennent pas d'eau, le sol est sec (pratiquement impossible sur site), si tous les vides sont remplis d'eau le sol est saturé (sol sous la nappe), si les vides sont remplis d'eau et d'air le sol est non saturé. Le sol est ainsi un milieu triphasique formé des phases solide, gazeuse et liquide. La phase solide est souvent appelée squelette granulaire et le vide interstitiel, formé des phases gazeuse et liquide, joue un rôle clé dans le comportement mécanique du sol.

Chapitre I _____ Fondements géotechniques essentiels

- **Classification des particules solides d'un sol:**

Les forces d'attractions inter-granulaires (force électrique, force de Van Der Waals, etc.) influencent le comportement des sols pour les grains de dimension très petite. Dans ce cas, le sol présente de la cohésion. On distingue deux catégories de sols : Les sols grenus qui sont de dimension supérieure à $20\ \mu$ ($0,02\ \text{mm}$), et les sols fins de dimensions inférieures à $20\ \mu$.

1. **Les sols grenus : $d > 20\ \mu\text{m}$ sans cohésion.**

Ils sont en général pulvérulents et perméables dont les grains sont visibles à l'œil nu. Les sols grenus sont ceux pour lesquels les caractéristiques géotechniques sont déterminées par des forces de volume ou de pesanteur. Ils sont surtout définis granulométriquement. On distingue principalement deux sous-familles :

Le Sable : Sa composition peut révéler jusqu'à 180 minéraux différents (quartz, micas, feldspaths) ainsi que des débris calcaires de coquillage et de corail.

Le gravier : il s'agit de fragments de roche minérale dont le diamètre varie entre $0,2$ et $7,5$ cm. Le

gravier est excavé depuis des ballastières.

1. **Les sols fins : $d < 20\ \mu\text{m}$ avec cohésion**

- **Les Limons (ou Silts)** : La définition la plus admise est celle d'un sol dont la majeure partie des grains est comprise entre 2 et $20\ \mu$ (définition purement descriptive). Ils sont en grande partie formés de quartz.
- **Les Argiles** : ce sont des silicates d'alumine hydratés, de faible perméabilité, ses plaquettes sont invisibles à l'œil nu et soudées par des forces de cohésion, permettant de former une pâte. On appelle également argile l'ensemble des fractions minérales inférieures à $2\ \mu\text{m}$ dans une roche.
- **Les Marnes** : Elles sont composées d'un mélange de carbonate de Calcium (le calcaire) et d'argile comptant pour 35 à 65% . Les marnes ont une composition chimique intermédiaire entre les calcaires marneux (5 à 35%) d'argile et les argiles calcaireuses ou marnes argileuses 65 à 95% d'argile.

Chapitre I _____ Fondements géotechniques essentiels

- **Tourbe** : Il s'agit d'un sol argileux comportant une importante fraction en matière organiques. Essentiellement d'origine végétale. Elle connue par son odeur très forte les traces noires de matière organique.
- **Vase** : La vase est un sol argileux saturé très compressible, contenant des fois de la matière organique, en général d'âge géologique récent. Il présente des caractéristiques mécaniques médiocres et une aptitude à des tassements importants.

On peut citer :

- **Sols sableux** : Les particules d'un sol sableux sont relativement espacées, ce qui permet à l'eau de s'écouler rapidement. Les sols sableux ont une structure instable, ce qui les rend très sensibles à l'érosion éolienne, de plus comme l'eau s'écoule rapidement, ils sèchent rapidement ce qui favorise l'érosion aérienne.
- **Sols limoneux** : Bien que tous les sols soient sujets à une éventuelle érosion par l'eau, le limon, est le plus menacé. Sur les pentes longues ou abruptes, l'érosion par l'eau s'intensifie et le ruissellement peut atteindre une vitesse impressionnante.
- **Sols argileux** : La structure superficielle des sols argileux peut se dégrader, formant une croûte. L'encroûtement limite l'infiltration et accroît le ruissellement. Un sol argileux mouillé a tendance à se compacter, ce qui favorise également le ruissellement. Les sols argileux peuvent également être très sensibles à l'érosion éolienne.¹

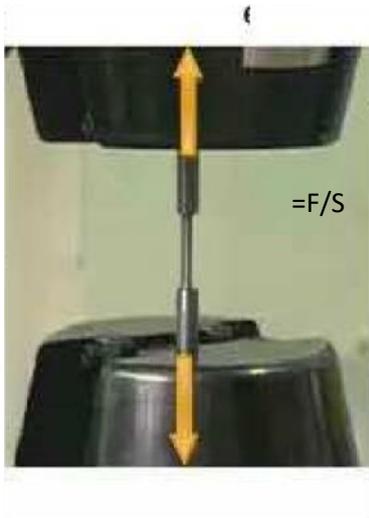
1.2. Propriétés mécaniques clés

Les performances mécaniques des matériaux composites dépendent non seulement des caractéristiques des charges et matrice utilisées, mais aussi de la qualité de l'interface entre constituants. Ainsi, une mauvaise adhésion inter-faciale entraîne généralement une dégradation du comportement du composite, qui peut être assimilée à un endommagement global pour le matériau.

En effet, une mauvaise cohésion au sein du matériau peut conduire à des phénomènes de friction qui tendent à augmenter le niveau d'amortissement de sa réponse dynamique.²

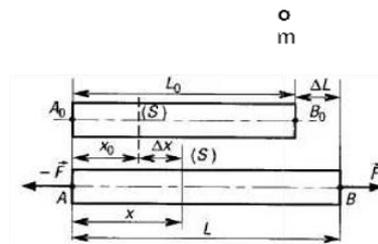
• **Module d'Young³**

Le module de Young ou module d'élasticité (longitudinale) ou encore module de traction est la constante qui relie la contrainte de traction (ou de compression) et la déformation pour un matériau élastique isotrope.



ou

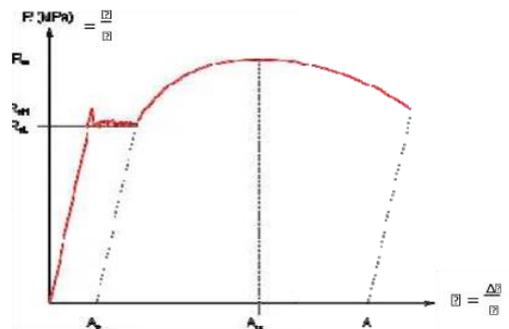
$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$$



Essai de traction :

$$\frac{F}{S} = E \frac{\Delta L}{L}$$

E : Module d'Young (MPa)



Acier : E = 200 000 MPa

Fonte : E = 60 000 à 160 000 MPa

Cuivre : E = 120 000 MPa

Aluminium : E = 70 000 MPa

Bois : E = 9 000 à 20 000 MPa

Ces valeurs sont celles du module d'élasticité dans le sens parallèle au fil (bois = matériau anisotrope)

³ Propriétés Mécaniques, Asma Salma, <https://fr.scribd.com/document/396463665/STI2D-Et236-Propriétés-Mécaniques>, [consulté le 3/05/2025]

Chapitre I _____ Fondements géotechniques essentiels

Il existe 3 modules pour les matériaux orthotropes (1 par direction)

- **Module de cisaillement**

Le module de cisaillement ou module de glissement ou encore module de Coulomb est la constante qui relie la contrainte de cisaillement et la déformation pour un matériau élastique isotrope.

$$\frac{F}{S} = G \frac{\Delta x}{l} \Rightarrow \tau = G\gamma$$

G : Module de cisaillement (MPa)

Acier : G = 81 000 MPa

F

- **Module de compressibilité**

La compressibilité est une caractéristique d'un corps, définissant sa variation relative de volume sous l'effet d'une pression appliquée. C'est une valeur très grande pour les gaz, faible pour les liquides et très faible pour les solides usuels.

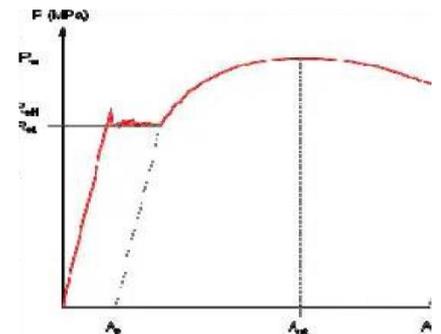
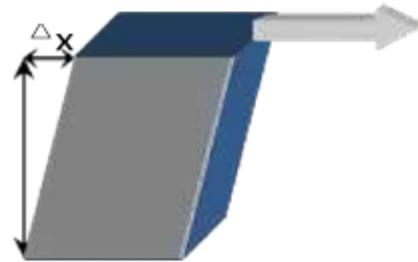
$$X = -\frac{1}{V} \frac{dV}{dP}$$

du corps

V : volume

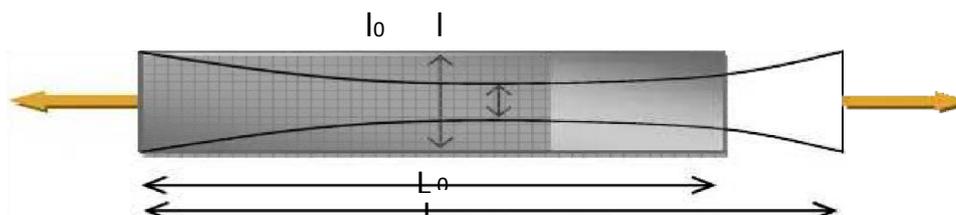
P : pression exercée

sur le corps



- **Coefficient de Poisson**

Le coefficient de Poisson permet de caractériser la contraction de la matière perpendiculairement à la direction de l'effort appliqué.



F

$$\nu = \frac{(l_0 - l)/l_0}{(D_0 - D)/D_0}$$

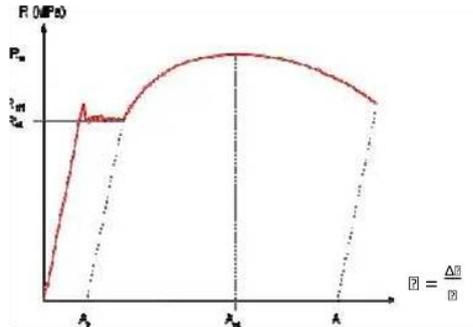
Chapitre I _____ Fondements géotechniques essentiels

- **Limite élastique**

Contrainte à partir de laquelle un matériau commence à se déformer de manière irréversible.

- **Résistance à la traction**

Contrainte maximale lors d'un essai de traction



- **Résistance à la compression**

Identique à la résistance à la traction mais en compression.

Béton : 20 à 40 MPa

- **Allongement**

L'allongement à la rupture ou allongement pour cent noté A% définit la capacité d'un matériau à s'allonger avant de rompre lorsqu'il est sollicité en traction.

$$A\% = \frac{\Delta l}{L_0} \cdot 100$$

Matière	Nuance	R _m (MPa)
Résineux courants	C18 à C30	18 à 30
Bois lamellé collé	GL24 à GL32	24 à 32
Aluminium	EN AC-WSH2Cu	180 à 250
Acier de construction usuel non allié	S235 à S355	235 à 355
Acier au carbone trempé	XC 30 (C30)	350 à 450
Acier faiblement allié trempé	30 Cr Ni Mo 16 (30 CND B)	760 à 1000

Chapitre I _____ Fondements géotechniques essentiels

Conclusion

En bref, ce chapitre a souligné l'importance cruciale de comprendre la nature des terrains, leurs propriétés mécaniques fondamentales (résistance, déformabilité, contraintes in situ) et l'influence déterminante des eaux souterraines pour tout projet de tunnel. Ces éléments géotechniques essentiels constituent la base indispensable pour les méthodes de calcul qui seront abordées-ultérieurement.

Chapitre II

Reconnaitssances géotechniques

Chapitre II _____ Reconnaissances géotechniques

Introduction :

La réponse du terrain au creusement d'un tunnel dépend d'abord de la nature géologique et des caractéristiques géo-mécaniques du matériau encaissant. Toutefois, les conditions hydrogéologiques, les méthodes d'exécution choisies (excavation et soutènement), et la profondeur de l'ouvrage jouent également des rôles cruciaux. Il est par ailleurs vital de considérer la nature et l'éloignement des constructions voisines afin d'évaluer l'impact potentiel du chantier. En définitive, les conditions géologiques, hydrogéologiques, tectoniques, sismiques et géotechniques sont les déterminants clés du degré de difficulté et du coût de réalisation d'un ouvrage souterrain. Typiquement, les études et reconnaissances représentent une part significative, allant de [ex: 5%] à [ex: 15%] du coût total d'un ouvrage, dont [ex: 2%] à [ex: 7%] sont spécifiquement alloués aux études proprement dites.

Chapitre II _____ Reconnaissances géotechniques

1. OBJECTIFS À ATTEINDRE :

1.1. Coupe géologique et hydrogéologique :

L'ensemble des informations géologiques et hydrogéologiques recueillies doit impérativement être synthétisé sous la forme d'une coupe géologique prévisionnelle. Ce document essentiel, établi sur une surface verticale décrivant le tracé en plan de l'ouvrage, doit clairement faire apparaître toutes les unités géologiques concernées par le creusement ainsi que leurs relations géométriques et, si possible, cinématiques. Il est également crucial d'y représenter chacune des formations constitutives au sein de chaque unité, de reporter les conditions hydrogéologiques connues, et de préciser la tectonique ainsi que l'état de contrainte en place.

1.2. Caractérisation géo-mécanique de tous les matériaux :

La définition d'un projet de tunnel exige la détermination rigoureuse des caractéristiques géo-mécaniques de chaque couche de terrain influençant la stabilité de l'excavation et les déformations en surface. Ces informations sont vitales pour choisir les moyens et techniques d'exécution, et pour dimensionner correctement les soutènements et revêtements.

Les principales propriétés à établir comprennent :

- Résistance à la compression.
- Résistance à la traction.
- Caractéristiques de cisaillement C et Φ .
- État de contrainte en place.
- Module de déformabilité.
- Coefficient de Poisson.
- Fracturation du massif.
- Caractéristiques hydrogéologiques : perméabilité et valeur de la charge hydraulique.
- Sensibilité à l'eau.
- Teneur en minéraux gonflants et potentiel de gonflement.
- Dureté et abrasivité.
- Fluage.
- Porosité.
- Injectabilité

1.3. Identification de tronçons homogènes :

Afin de synthétiser efficacement les données du terrain et de planifier l'ouvrage, la méthode consistant à individualiser le long du tracé des tronçons homogènes est très efficace. Cette homogénéité est définie selon des critères géologiques, hydrogéologiques, géotechniques, ainsi que les conditions de couverture et d'environnement, permettant ensuite de déterminer précisément, tronçon par tronçon, les techniques de traitement préalable du terrain, d'excavation, de soutènement et de revêtement de l'ouvrage.

2. CONDITIONS GÉOLOGIQUES :

Les études et reconnaissances géologiques sont essentielles pour fournir au concepteur de tunnel une compréhension exhaustive du massif. Ces investigations doivent notamment définir la géologie régionale, l'histoire géologique, la tectonique et la structure du massif, ainsi que l'inventaire et la localisation précise des discontinuités majeures telles que les failles, les zones fracturées ou broyées. Il est également impératif de détailler les terrains rencontrés selon leur nature pétrographique et minéralogique, leurs qualités intrinsèques et leurs discontinuités. Dans le cas présent, l'ensemble lithologique se réduit à trois unités distinctes : l'unité supérieure est caractérisée par des sédiments quaternaires cohésifs, contenant un nombre important d'éboulis et pouvant présenter des remplissages anthropiques ; l'unité intermédiaire consiste en des sédiments clastiques d'extrême inhomogénéité, principalement de type sableux à argileux, désignés sous le terme de molasse ; enfin, l'unité la plus profonde est constituée de marnes argileuses dont la consistance varie de faible à moyenne.

3. CONDITIONS TECTONIQUES :

La genèse des chaînes alpines méditerranéennes, incluant le tronçon algérien, est directement corrélée à la dérive et à la rotation de la plateforme continentale africaine par rapport à l'Eurasie, un processus initié au Jurassique. Cette dynamique tectonique alpine tardive est responsable de la structuration des bassins de la Mitidja, de Chlef et de Seybouse. Les manifestations de ces mouvements tectoniques sont observables à travers la formation de vastes nappes de charriage dans les montagnes européennes et l'Atlas Tellien, ainsi que par la présence de multiples failles tectoniques, tant normales qu'inverses, dans la région d'Alger. Plus spécifiquement, le socle métamorphique algérois présente des failles de type normal et inverse orientées NE-SW à ENE-WSW, avec une continuité supposée de ces failles normales dans les sédiments quaternaires et tertiaires sus-jacents.

4. CONDITIONS SISMIQUES :

Les enseignements des récents événements sismiques, notamment à Mexico et Kobé, ont tendu à confirmer la résilience des structures souterraines, qui ne subissent généralement que des désordres mineurs lors de secousses. En conséquence, il n'est a priori pas jugé nécessaire de prévoir des dispositions parasismiques spécifiques pour le revêtement de tunnel en section courante. Néanmoins, cette observation est fondamentalement modifiée si l'ouvrage intercepte une ou plusieurs failles actives susceptibles de rejouer sous l'effet sismique, situation qui pourrait engendrer des dommages considérables, même en section courante. Dans le cas spécifique de l'extension B de la Ligne 1 du Métro d'Alger, la classification en zone sismique III (sismicité élevée), conformément aux Règles Parasismiques Algériennes, ainsi que son intégration dans le groupe d'utilisation 1B (ouvrage de grande importance), soulignent la nécessité d'une évaluation rigoureuse et d'une prise en compte accrue de ce risque sismique potentiel.

En accord avec la norme les valeurs de l'accélération sismique doivent être adoptées (APD).

- La valeur d'accélération sismique est de 0.3 g .
- Le facteur de la réduction par profondeur ne sera pas inférieur à 0.8.
- La composante verticale du séisme peut être estimée à $\frac{2}{3}$ de l'horizontale.

Les modules d'élasticité dynamique transversale (G) des terrains se trouvent dans le tableau suivant :

Module d'élasticité dynamique G des types de sol différents [MPa]							
	RX	QA	QS	QM	QV	TA	TS/TG
MIN	-	150	300	500	-	400	2300

Tableau 1. : Module d'élasticité dynamique G des types de sol différents

5. RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES :

5.1.Objectifs :

Les objectifs des reconnaissances géotechniques sont :

- Déterminer les valeurs des paramètres déterminants pour l'analyse des conditions de stabilité et pour le dimensionnement des soutènements et revêtement.

Chapitre II Reconnaitances géotechniques

- Recueillir toutes les informations nécessaires pour situer les différents matériaux étudiés au sein des classifications géotechniques.
- Détecter les points singuliers et les précautions particulières qu'il convient de prendre pendant les travaux.
- Procéder aux études spécifiques relatives à la mise en œuvre des méthodes d'exécution envisagées.

Afin de caractériser adéquatement la réponse du terrain dans la pratique tunnelière, il est impératif de distinguer le comportement des sols de celui des tunnels peu profonds et des tunnels à grande profondeur, sachant que les sols indurés et les roches tendres, fréquemment rencontrés en faible profondeur, peuvent poser des problématiques relevant des deux catégories.

Dans le cadre de la reconnaissance géotechnique pour ce projet, un programme exhaustif a été mis en œuvre, comprenant 41 forages carottés, 306 essais de pénétration dynamique standard (SPT), 9 essais de pénétration dynamique lourde (DPH), 41 essais pressio-métriques selon la méthode de Ménard, et plus de 200 essais en laboratoire, afin d'obtenir une caractérisation détaillée des massifs traversés.

5.2. Résultats de la reconnaissance géotechniques :

Le tableau résumant les résultats des reconnaissances géotechniques :

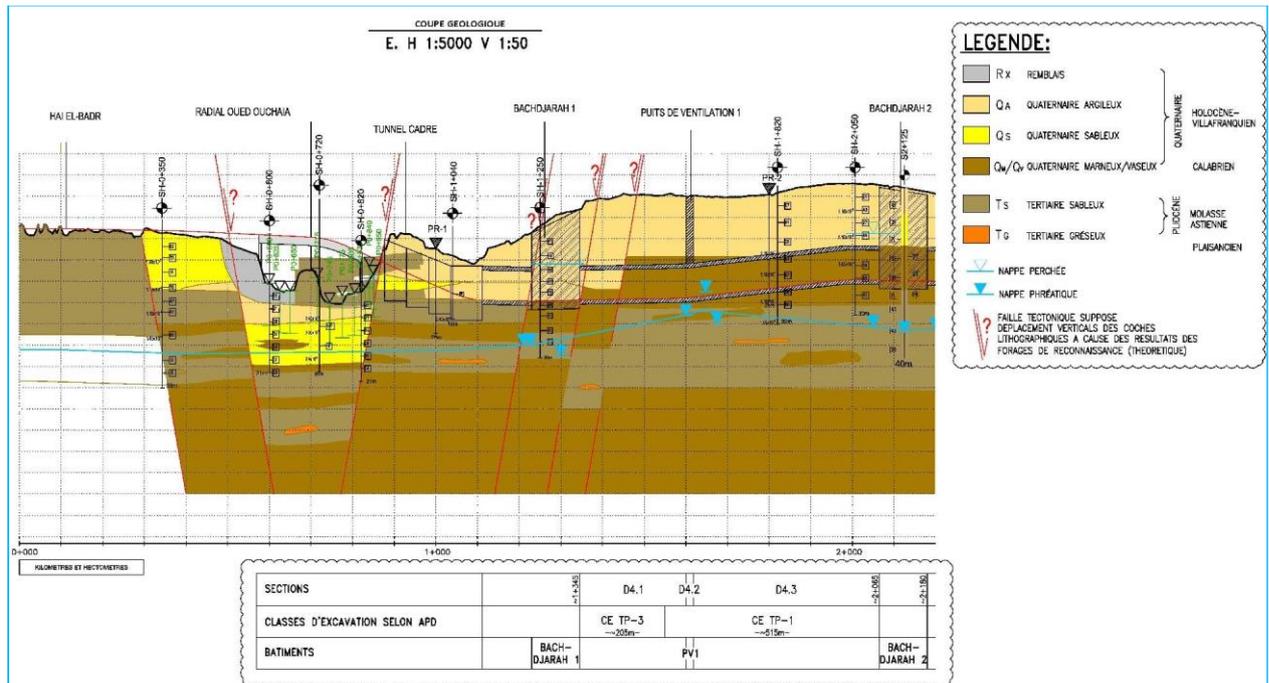


Figure II. 1: Coupe géologique (Hai El-Badr - Bachdjarah2).

6. PARAMÈTRES ET CLASSIFICATION DES TERRAINS :

Les couches stratigraphiques ont été groupées en unités homogènes selon leurs caractéristiques de mécanique de sol. Par la suite, ces valeurs caractéristiques ont été réunies par groupes de valeurs caractéristiques de base.

Diverses méthodes de classification géotechnique des massifs rocheux ont été proposées.

Les plus universellement utilisées sont la classification RMR de Bieniawski et le système Q développé par N. Barton. Elles attribuent une note globale au massif fondée sur la quantification de plusieurs paramètres.

Cette démarche ne doit pas être confondue avec une autre utilisation des valeurs RMR ou Q qui conduit au choix des caractéristiques géo-mécaniques d'un massif rocheux (Hoek & Brown).

Chapitre III

Conceptions et procédés de construction

Chapitre III _____ Conceptions et procédés de construction

INTRODUCTION :

Le domaine de la construction des tunnels, au carrefour de l'ingénierie civile et de la géotechnique, a longtemps reposé sur un savoir-faire acquis par l'expérience directe. Jusqu'à un passé récent, l'art du tunnel demeurait une science essentiellement empirique. Les spécialistes capitalisaient leur expertise au travers d'expériences passées, transmettant ces précieux enseignements soit par le suivi direct des travaux sur le terrain, soit par la formalisation via des relations écrites telles que les comptes rendus et les rapports d'expertise.

Au stade des études préliminaires, le dimensionnement des ouvrages souterrains s'appuie fréquemment sur des classifications des massifs rocheux. Ces méthodes, reconnues pour leur rapidité d'emploi et leur efficacité économique, reposent sur l'intégration de divers paramètres géotechniques. La distinction entre les approches méthodologiques réside précisément dans le choix de ces paramètres et la manière dont ils sont utilisés dans le processus de conception. L'objectif fondamental de ces méthodes est de caractériser adéquatement les exigences de soutènement et de permettre le dimensionnement optimal des tunnels.

.

Chapitre III _____ Conceptions et procédés de construction

1. CONCEPTION :

En ingénierie civile, la conception d'un tunnel s'articule autour de la prise en compte de trois types majeurs de contraintes : celles relatives au parti fonctionnel de l'ouvrage, celles liées à son environnement, et enfin, celles propres au terrain encaissant. Ces facteurs interviennent de manière prioritaire dans la définition du profil en travers de l'ouvrage et le choix des procédés de construction. Il est par ailleurs essentiel de rappeler que le tracé et le profil en long de l'ouvrage sont eux-mêmes déterminés en amont, en intégrant les contraintes spécifiques imposées par l'environnement et les caractéristiques du terrain.

1.1. Parti fonctionnelle :

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

- À la circulation des véhicules (trains, voitures, péniches, etc.).
- 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.).

1.2. Environnement :

Les contraintes liées à l'environnement concernent essentiellement :

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

1.3. Terrain :

La connaissance de la réaction du terrain au creusement est d'une importance capitale. Les problématiques rencontrées et les solutions à apporter diffèrent significativement selon la nature du massif :

- Il convient ainsi de distinguer les massifs rocheux globalement stables, où le soutènement se limite à prévenir les chutes de blocs,

Chapitre III _____ Conceptions et procédés de construction

- Des terrains où le front de taille est stable mais nécessitant un soutènement proche
- Des terrains où le front de taille est instable ou exige une maîtrise rigoureuse des mouvements pour respecter les contraintes de tassement en surface.

2.PROCÉDÉS DE CONSTRUCTION :

2.1 Choix du procédé de construction :

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

- Du terrain encaissant.
- Du site et de l'environnement.
- De la géométrie.
- Du procédé de construction lui-même.
- La sécurité de l'ouvrage, pendant et après sa construction.
- La souplesse d'emploi (de façon à s'adapter aux difficultés souvent imprévisibles).
- Une uniformité de méthode sur toute la longueur de l'ouvrage (car les changements nécessitant l'amenée de nouveaux matériels sont toujours longs et coûteux.
- Insertion du délai global du chantier de tunnel dans le planning général d'exécution.
- Coût de la solution et aléas correspondants.

3. EXCAVATION (CREUSEMENT) :

L'abattage et le marinage englobent l'ensemble des opérations visant à fragmenter et à évacuer les matériaux issus d'une excavation. De manière plus générale, cette expression peut désigner l'intégralité du processus de réalisation d'un tunnel. Pour ce faire, trois méthodes principales de creusement sont distinguées : le creusement à pleine section, où la totalité de la coupe transversale est excavée en une seule fois ; le creusement à demi-section, qui procède par étapes en s'attaquant d'abord à la partie supérieure, puis à la partie inférieure ; et enfin, le creusement à section divisée, qui consiste à avancer par petites galeries ou sections individuelles.

3.1 Méthodes de creusement :

Au cours de ces trois dernières décennies, avec l'amélioration des procédés de reconnaissances géotechniques et le développement remarquables en matière de mécanisation

Chapitre III _____ Conceptions et procédés de construction

des techniques des travaux d'abattage et de soutènement, les techniques utilisées pour le choix de la méthodes de creusement des tunnels ont fortement évolué.

Les méthodes de creusement dépendent des paramètres suivants :

- La nature du terrain.
- La profondeur et les dimensions de l'ouvrage.
- Le personnel.
- Le matériel disponible.
- Le délai d'exécution.
- L'environnement.

3.1.1 Creusement à pleine section :

Le **creusement à pleine section** est une méthode qui consiste à excaver la totalité de la section transversale du tunnel en une seule étape. Elle est particulièrement adaptée aux **terrains stables**, comme la roche saine, qui ne requièrent généralement pas de soutènement provisoire. Cependant, même dans les massifs rocheux, si des **fissures** sont présentes – qu'elles soient d'origine naturelle ou causées par l'utilisation d'explosifs – il est alors recommandé de mettre en place un soutènement temporaire pour assurer la stabilité. Cette technique est habituellement privilégiée lorsque la section à creuser n'est pas excessivement grande, généralement pour des surfaces inférieures à 100 m². Au-delà de cette dimension, le creusement à pleine section exige des équipements plus puissants et devient considérablement plus coûteux. Néanmoins, pour les **grandes sections** (de 100 à 200 m² ou plus) et les tunnels de **longue durée** (plusieurs kilomètres), cette méthode peut s'avérer économiquement viable, car les coûts initiaux élevés du matériel sont amortis sur la longueur de l'ouvrage.



Figure 1 : Creusement en section pleine.

3.1.1.1 Avantages :

- La rapidité de cette méthode nous facilite l'organisation du chantier car elle nous permet de séparer nettement les équipes de creusement et celles du revêtement.
- La méthode de creusement à pleine section permet des avancements très importants. On peut atteindre jusqu'à par jour en procédant par volées de 4m.
- La méthode de creusement à pleine section est plus favorable à la maîtrise des déplacements puisqu'elle évite les problèmes liés aux reprises d'excavation dans un terrain déjà déconfiné.

3.1.1.2 Inconvénients

- L'évacuation des déblais nécessite plusieurs reprises. En cas de rencontre d'un accident de terrain sérieux cette technique requiert une adaptation très difficile.
- La mise en place des cintres métalliques à l'avancement devenant très difficile pour des sections aussi grandes.

3.1.2. Creusement à Demi-Section : Une Approche Maîtrisée pour les Grands Tunnels

L'avantage majeur de la demi-section, par rapport au creusement en section divisée, réside dans la possibilité de mettre en place rapidement un soutènement sur l'intégralité de la partie supérieure, optimisant ainsi la sécurité et la progression.

Chapitre III _____ Conceptions et procédés de construction

La technique de **creusement à demi-section** est une méthode d'excavation de tunnel qui se déroule en deux phases distinctes. Elle commence par le creusement de la **demi-section supérieure** du tunnel, connue sous le nom de **calotte** et de **stross**, qui peut atteindre 5 à 6 mètres de hauteur. Dès que cette partie est excavée, elle est immédiatement sécurisée par la mise en place de cintres et le bétonnage, garantissant ainsi sa stabilité. Une fois cette étape achevée, la seconde moitié inférieure, appelée **radier**, est ensuite creusée.

Cette approche est particulièrement recommandée pour les **tunnels de grande dimension**, souvent ceux dont la section dépasse les 100 m² (bien que certains documents citent des seuils de 40 à 50 m² pour son indication), car elle offre un avantage majeur : elle permet de mieux maîtriser les problèmes de stabilité. En effet, en réduisant la taille du front de taille exposé à un instant donné, les risques d'instabilité sont significativement diminués.

Le creusement par demi-section est également très bien adapté aux **terrains hétérogènes** ou de mauvaise qualité qui exigent un soutènement important. Sa flexibilité permet d'ajuster la longueur de l'avancement unitaire en fonction des conditions du terrain. L'intérêt fondamental de cette méthode, par rapport au creusement en section divisée, réside dans sa capacité à permettre une mise en place rapide et continue du soutènement sur l'ensemble de la partie supérieure du tunnel, ce qui est crucial pour la sécurité et la progression des travaux.

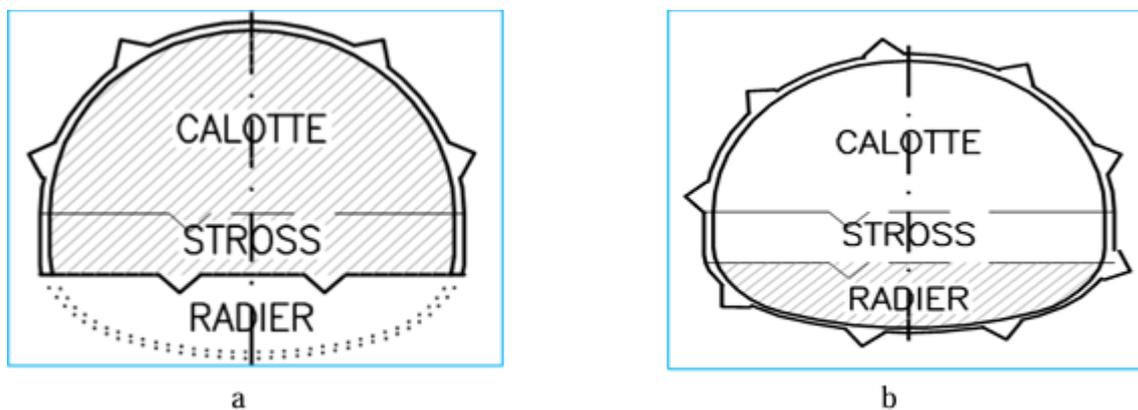


Figure 2 a : demi-section supérieure (Calotte+Stross), b : Demie -section inférieure (Radier).

3.1.3. Creusement en section divisée :

3.1.3.1 Description :

La Méthode de Creusement en Section Divisée : Une Approche Flexible

La méthode de creusement en section divisée implique l'excavation initiale d'une ou plusieurs galeries de petite section. L'intérêt majeur de ces galeries préliminaires est que leur soutènement contribue directement à la stabilité de l'ensemble de l'excavation finale du tunnel.

La manière dont la section est divisée peut varier considérablement, offrant une grande flexibilité en fonction des conditions du terrain et des exigences du projet. Il est également possible d'exécuter ces galeries sur toute la longueur de la zone avant même de commencer l'excavation du reste de la section, ce qui peut être un avantage pour la planification et la sécurité.

Cette méthode est souvent employée dans des terrains complexes ou pour de très grandes sections où le creusement à pleine ou demi-section serait trop risqué ou coûteux. Elle permet un meilleur contrôle des déformations et une gestion plus progressive du soutènement.



Figure 3 : Creusement en section divisée.

Chapitre III _____ Conceptions et procédés de construction

3.1.3.2. Domaine d'application :

La méthode de creusement en section divisée est privilégiée lorsque les caractéristiques géologiques du terrain sont jugées insuffisantes pour garantir une stabilité adéquate du front de taille avec les techniques d'ouverture en pleine ou demi-section. En d'autres termes, si le sol ou la roche est trop instable, cette approche fragmentée devient la solution la plus sûre.

Pour les tunnels de grande section, il est courant d'utiliser cette méthode en commençant par excaver deux galeries en base de piédroits. L'intérêt majeur est de pouvoir y bétonner une partie du revêtement définitif. Ces sections bétonnées, appelées culées, serviront ensuite de points d'appui solides pour le soutènement et le revêtement de la voûte principale du tunnel, assurant ainsi une meilleure stabilité globale de l'ouvrage.

3.1.3.3. Précautions d'emploi :

Il convient de ne pas perdre de vue que cette méthode a pour conséquence importante de retarder le moment où toute la section du tunnel sera exécutée, chaque étape du creusement doit être parfaitement contrôlée de façon à maîtriser l'évolution du terrain. Si cette méthode est utilisée dans une zone où les tassements de surface sont à limiter au maximum (travaux en zone urbaine), il convient en général de la combiner avec un traitement préalable des terrains.

3.2. Mode d'exécution du creusement :

Le creusement peut être exécuté mécaniquement avec une machine ou à l'explosif.

3.2.1. Attaque à l'explosif :

La technique de l'excavation à l'explosif est très ancienne mais reste encore, dans de nombreuses situations, la plus économique. En souterrain on utilise des explosifs brisants (vitesse de détonation > 4000 m/s) dont l'effet sur la roche est double :

- L'énergie de choc véhiculée par une onde fissure le terrain.
- L'énergie de gaz, engendrée par le dégagement d'un important volume de gaz à haute température et pression, ouvre ces fissures et disloque le matériau. Le "surplus" de cette énergie expulse les blocs disloqués.

Chapitre III _____ Conceptions et procédés de construction

Les explosifs actuels sont dits de sûreté car ils ne peuvent détoner sous l'action d'un choc ou d'une élévation de température. Ils détonent sous l'action d'une onde de choc générée par l'un des quatre types de détonateurs :

- À mèche (non-utilisés en tunnels)
- Électriques instantanés ou à retard (très utilisés en tunnel)
- Non-électriques
- Électroniques

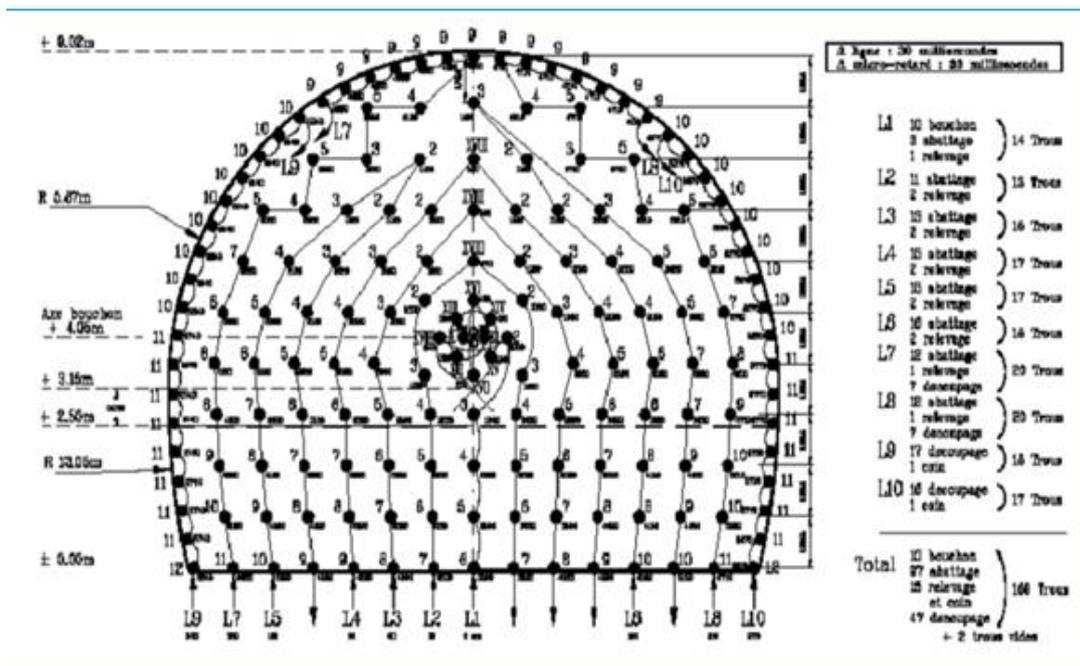


Figure 4 : Plan de tir séquentiel - Pleine section et demi-section.

3.2.2. Exécution mécanisée :

3.2.2.1. Machine à attaque ponctuelle :

Dans les roches tendres comme les craies, les marnes ou les schistes altérés, l'utilisation d'explosifs est avantageusement remplacée par des machines à attaque ponctuelle. Ces engins s'inspirent directement du travail manuel des mineurs : un bras articulé vient méthodiquement "gratter" et abattre le terrain au front d'excavation. Progressivement, la machine excave la section entière du tunnel en suivant un cheminement adapté.

Chapitre III _____ Conceptions et procédés de construction

Ces machines mobiles peuvent prendre diverses formes, allant des haveuses à pics adaptées de l'industrie minière, aux Brise-Roches Hydrauliques (BRH), ou même de simples pelles rétro de chantier. Lorsque le terrain s'y prête, c'est-à-dire pour une résistance à la compression uni-axiale (R_c) généralement comprise entre 50 MPa et 80 MPa, le rendement de cette méthode est nettement supérieur à celui de l'explosif, offrant une solution plus efficace et souvent plus précise.



Figure 5 : Machine à attaque ponctuelle.

3.2.2.2. Machine foreuse pleine section :

Sont définies sous le terme "pleine section" ou "à attaque globale ou pleine face" les machines capables d'excaver en une seule fois la section du tunnel à réaliser, à l'inverse des machines "à attaque ponctuelle" qui abattent le terrain de manière sélective et par partie. Ces machines sont utilisées dans des massifs rocheux qui ne nécessitent pas de soutènement immédiat.

- **Constitution des machines :**

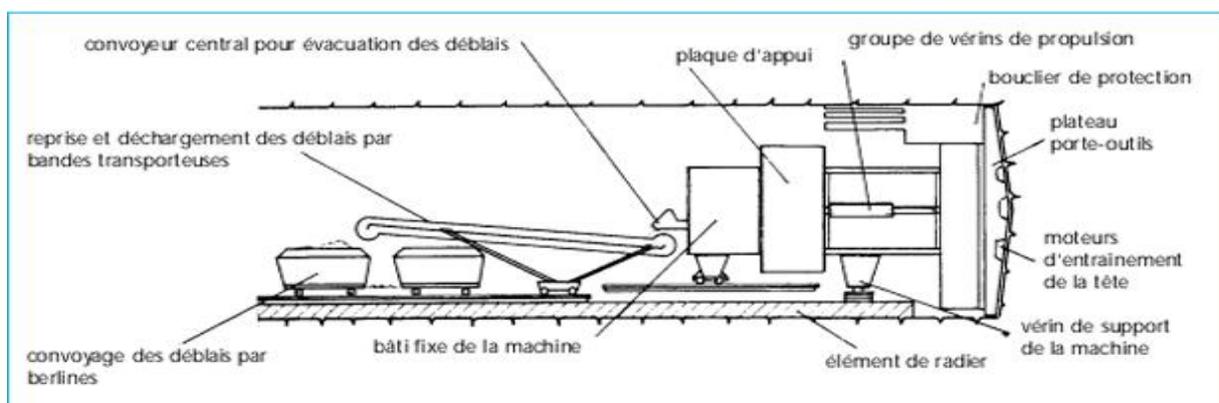


Figure 6 : Schéma général constitutif d'une machine pleine section.

- **Tunnelier :**

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

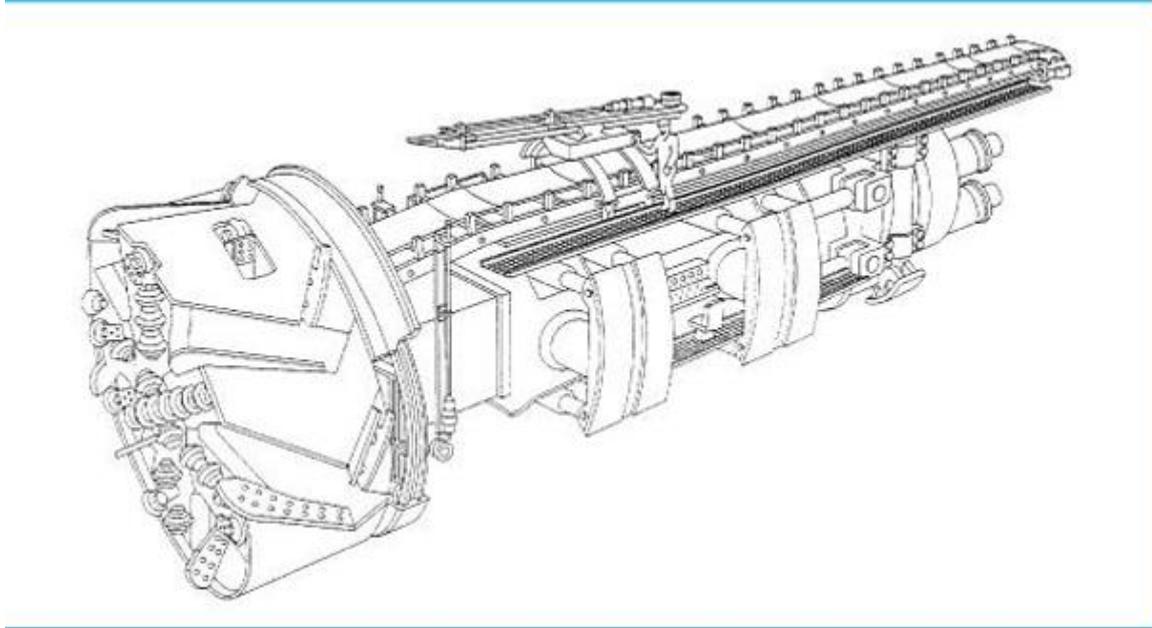


Figure 7 : Machine foreuses pleine section (tunnelier ATLAS COPCO).

3.2.2.3 Bouclier mécanisé :

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

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

- abattage du terrain en pleine section ou au moyen d'une machine à attaque ponctuelle.
- soutènement du front de taille (confinement mécanique ou pressurisation).
- soutènement des parois latérales de l'excavation (virole métallique articulée et monolithique).
- progression du bouclier (appui sur le revêtement mis en place ou, exceptionnellement, par grappes ancrés sur le terrain en place).
- Mise en place du revêtement à l'abri d'une jupe métallique et injection de remplissage du vide annulaire ou mise en œuvre de béton extrudé..

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

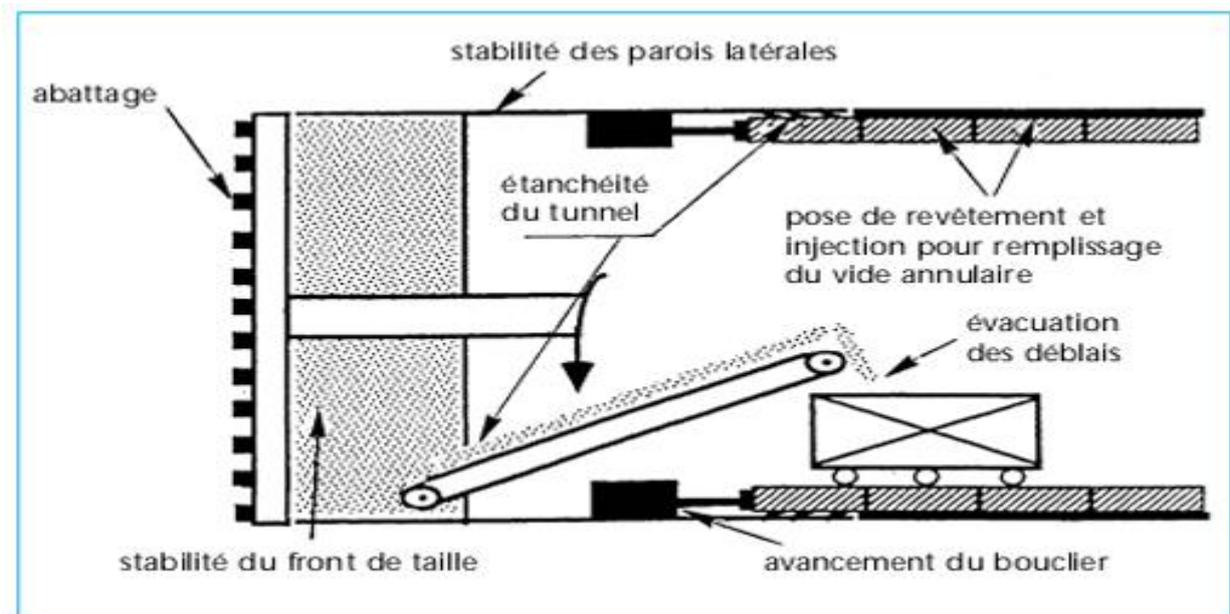


Figure 8 : Fonction d'un bouclier.

4..SOUTÈNEMENT⁴

On entend par soutènement tout dispositif(ou procédé) permettant d'assurer la stabilité des parois d'une cavité souterraine pendant la période qui d'écoule entre le début de son excavation et la mise en place du revêtement définitif.

4.1. Les différents types de soutènement :

4.1.1. Les boulons d'ancrage radiaux :

Les mineurs ont rapidement constaté que le terrain autour d'une cavité avait tendance à se déliter, s'ouvrir par endroits ou carrément se refermer. Pourquoi ne pas tenter de "clouer" les parois et ainsi aller chercher le rocher intact, à quelques mètres de la galerie ? L'idée n'est pas récente, puisqu'au XIXe siècle les Ardoisières d'Angers utilisaient des tiges de bois glissées dans des forages pour retenir les voûtes de leurs salles souterraines Rapidement les tiges en acier (tiges de béton armé) se sont avérées les plus efficaces, et la technologie s'est peu à peu adaptée au génie civil. On distingue deux grands types de boulons :

4.1.1.1. Les boulons passifs :

Ne sont sollicités que par le déplacement du terrain autour de la paroi. Il en existe deux familles qui ne fonctionnent pas de la même façon :

- **Les boulons à ancrage ponctuel** : ce sont les plus anciens ; ils sont fixés au rocher à leur extrémité par une coquille qui s'écarte lorsqu'on visse la tige. Sur la paroi, on visse l'écrou du boulon sur une plaque. On privilégiera ces boulons pour les roches dures.
- **Les boulons à ancrage réparti** : comme leur nom l'indique, ils sont scellés au terrain sur toute leur longueur. On distingue deux sous-familles technologiques :

Les boulons scellés: le scellement peut-être du mortier ou de la résine synthétique.

Les boulons à friction: ils n'ont pas besoin de scellement et sont directement au contact des parois du forage par un emmanchement à force (tube fendu) ou par hydro-gonflage (dépliage d'un tube). Ces boulons, particulièrement adaptés aux roches tendres, ont maintenant pratiquement remplacé leurs aînés à ancrage ponctuel car ils sont très rapides à mettre en place et agissent immédiatement.

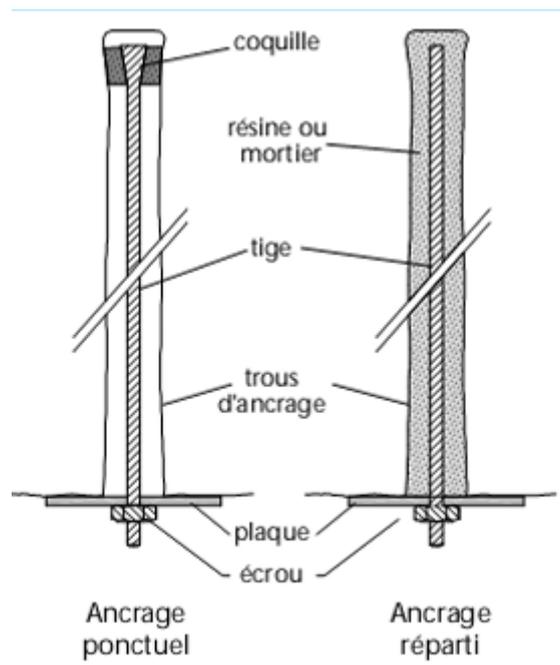


Figure 9 : Boulons passifs (ancrage ponctuel, ancrage réparti).

4.1.1.2. Les boulons actifs :

Les éléments de soutènement tels que les **tiges pleines** (comme les barres Dywidag ou Arteon) ou les **câbles de torons** sont **précontraints** pour renforcer la structure du tunnel. Ces systèmes sont scellés solidement dans la roche, loin de la surface, grâce à l'injection d'un coulis de ciment, une technique particulièrement adaptée pour stabiliser de grandes cavités.

Aujourd'hui, la **simplicité de pose des boulons**, notamment les **boulons à friction** qui agissent immédiatement, en a fait un élément indispensable des soutènements souterrains. Leur flexibilité permet de les installer facilement, soit de manière préventive à des endroits critiques où la roche est susceptible de se rompre, soit de manière systématique sur l'ensemble ou une partie de la paroi du tunnel. Pour une application systématique, on définit alors une **densité de boulonnage** (par exemple, 1,5 boulon par m²), une **longueur** (souvent équivalente à environ un rayon de tunnel) et un **diamètre** précis (par exemple, 18 mm de diamètre).

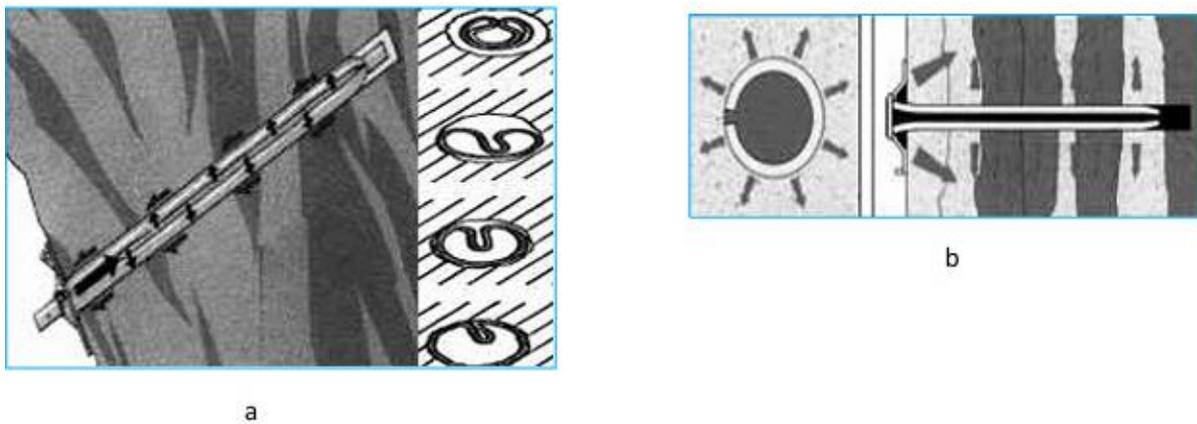


Figure 10 : a-Boulon à ancrage par gonflement ; b- Boulon à ancrage par compression.

4.1.2. Le béton projeté :

Ce béton fut autrefois baptisé gunité pour le différencier de ses collègues. Le gunitage consiste à projeter le béton sur les parois d'un tunnel à l'aide d'une lance. Seul, le béton projeté est de moins en moins utilisé. Il est souvent associé à des panneaux de treillis soudés ou, de plus en plus, à des fibres métalliques qui lui confèrent une certaine résistance en traction et en cisaillement

Chapitre III _____ Conceptions et procédés de construction

Le béton projeté a trois types d'utilisation :

- **Type 1** : le béton projeté comme peau protectrice ; le béton projeté agit ici à la manière d'un ciment, permettant d'assurer le jointoiment des grains de sol et/ou des fragments de roche, et d'éviter qu'une désorganisation en chaîne du terrain se développe.
- **Type 2** : le béton projeté comme peau résistante maintient le terrain, préserve sa cohésion à faible distance de la paroi (sur des épaisseurs allant de quelques décimètres à un mètre) et sert de «pont» entre les profils successifs de soutènement (boulons notamment) ; il est surtout sollicité en cisaillement et doit être renforcé à l'aide d'un treillis soudé, de fibres ou de cintres.
- **Type 3** : le béton projeté comme anneau de structure ; dans ce dernier cas, le béton projeté doit être conçu comme une véritable structure, capable de reprendre à la fois des efforts normaux et des moments, tout comme pour le béton projeté de type 2, un renforcement est nécessaire.

4.1.3. Cintres légers :

(Profilés TH, UPN) généralement en petite section.

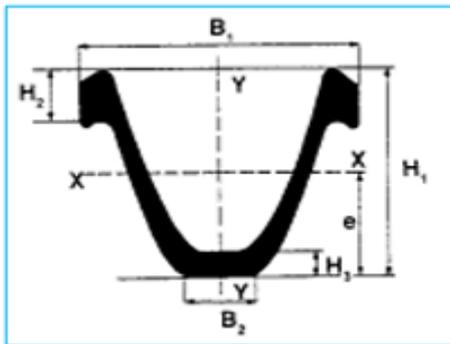


Figure 11 : Cintre coulissant (Type Th).

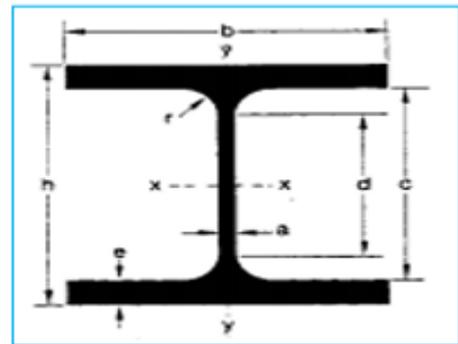


Figure 12 : HEB.

4.1.4. Cintres réticulés :

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

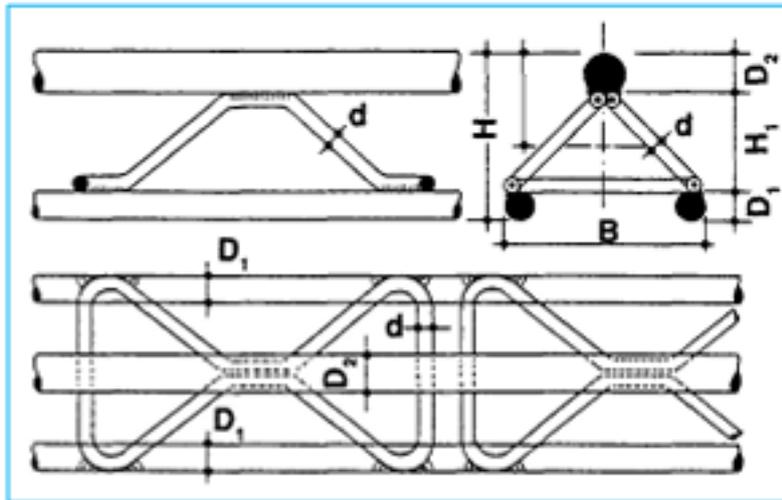


Figure 13 : Cintre réticulé.

4.1.5. Cintres lourds et blindage :

Pour les terrains fortement poussants, de mauvaise qualité. On choisit alors des techniques de soutènements lourds plus rigides, qui se déforment moins et qui doivent par conséquent reprendre plus de charges. Ces soutènements sont toujours constitués de profils normalisés cintrés suivant le rayon de courbure du tunnel. Ces cintres sont assemblés près du front puis placés contre la paroi au moyen d'un érecteur (pelle équipée spécialement pour cet usage).

4.1.5.1. Blindage :

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

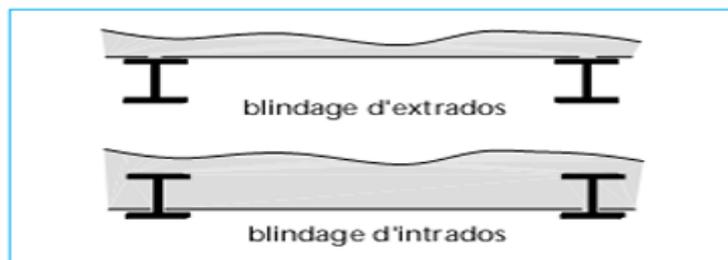


Figure 14 : Blindage.

4.1.5.2. Enfilage :

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

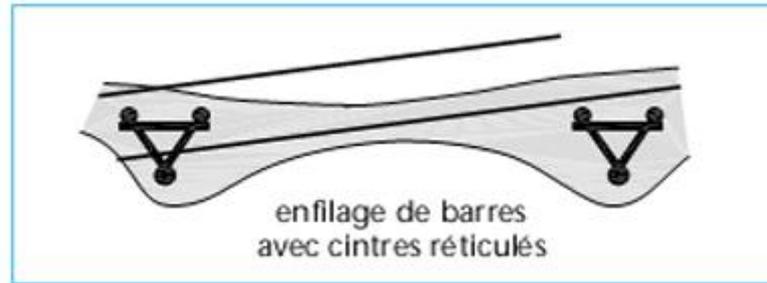


Figure 15 : Enfilage.

4.1.6. Soutènement au front de taille :

Dans les mauvais terrains cependant, une extrusion trop importante peut entraîner un effondrement localisé ou, plus grave, un fontis. Il convient dans ce cas de prévoir, selon l'état du terrain :

- Un soutènement du front de taille, le plus souvent assuré par un boulonnage longitudinal. Ces boulons sont en fibre de verre car ils résistent très bien en traction et peu en cisaillement (excavation possible).
- Un pré-soutènement consistant à limiter le dé-confinement en avant du front de taille. La voûte-parapluie fait partie de cette catégorie. Elle est constituée d'une série de tubes métalliques (\varnothing 30 à 90 mm) placés en auréole tout autour du front de taille et reposants sur les derniers cintres. On excave ainsi sous une voûte protectrice assurant un report des charges sur les cintres que l'on place à mesure de l'avancement de l'excavation. On peut également rencontrer la technique de la pré-voûte, où une coque de béton est projetée dans une saignée en avant du front sur tout le profil du tunnel (découpage puis bétonnage).

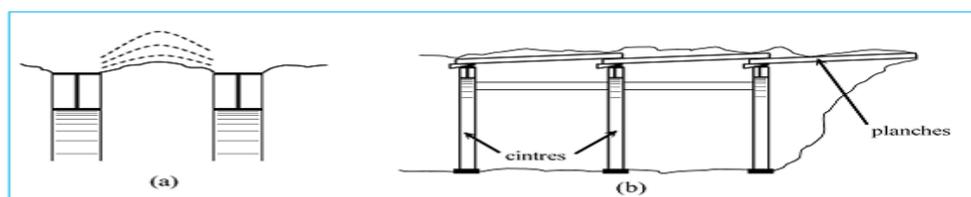


Figure 16 : (a) Voûtain de terrain entre deux cintres (b) Technique de l'enfilage.

5. LA NOUVELLE MÉTHODE AUTRICHIENNE (NMA ou NATM) :

Apparue dans les années 60, la technique de soutènement combinant boulons et béton projeté s'est imposée sur presque tous les chantiers de tunnels, tant son efficacité est grande. Il s'agit avant tout d'une méthode, celle du soutènement léger accompagnant les déformations du terrain.

“Not too stiff,

Nor too flexible

Not too early,

Nor too late.”

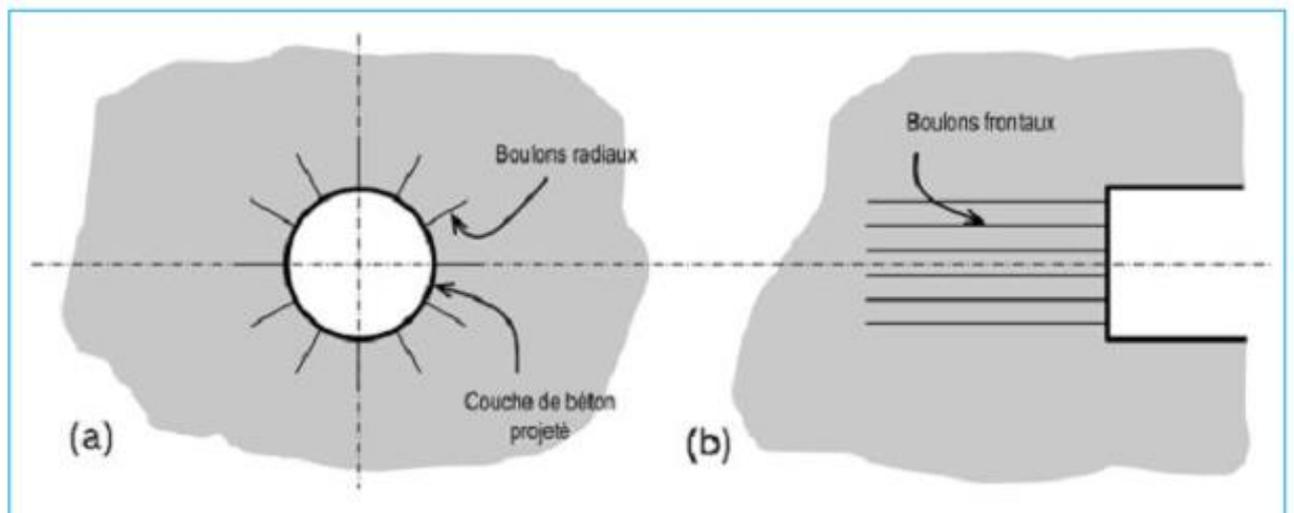


Figure 17 : (a) Application de la New Austrian Tunneling Method (b) Boulonnage du front.

5.1. La combinaison magique :

En couplant l'usage du béton projeté avec un boulonnage radial systématique, on s'est aperçu que dans la majorité des terrains rencontrés en tunnel, on obtenait des résultats intéressants. Pour l'ancien mineur, habitué à poser des soutènements très résistants et donc rassurants la NATM semble bien légère. Mais au lieu de "supporter" simplement le terrain perturbé par le creusement, elle permet à celui-ci de se soutenir lui-même.

En d'autres termes, c'est la roche elle-même qui participe au soutènement. En autorisant une convergence contrôlée, le système boulons-gunité (et éventuellement treillis soudé ou

Chapitre III _____ Conceptions et procédés de construction

fibres métalliques) crée une redistribution des contraintes dans le massif et un état d'équilibre stable.

Cette technique, relativement peu onéreuse, est donc celle qui sera systématiquement proposée en profil-type de base pour le soutènement.⁵

De part, sa conception optimisée et facilement ajustable, ce type de soutènement, plus que tout autre, doit être associé à une auscultation précise du tunnel.

5.2 Description :

La nouvelle méthode autrichienne N.A.T.M se caractérise par :

- La mise en place, aussi rapidement que possible, d'un soutènement déformable constitué de boulons armant le terrain et d'une couche de béton projeté.
- La réalisation de mesures des efforts et des déformations engendrées dans la voûte et dans le terrain avoisinant dont l'interprétation permet d'adapter les dimensions, les quantités et les phases de mise en place des éléments constituant le soutènement (béton projeté en voûte, au front, en radier, boulons, cintres). Le but de ce soutènement est de garantir la stabilité de l'excavation non pas en bloquant tout mouvement mais en créant un anneau porteur de terrain armé. L'excavation se fait à pleine ou demi-section, et parfois en section divisée dans le but de mettre le soutènement en place aussi rapidement que possible. La mise en place d'un radier doit souvent être prévue dans les terrains où cette méthode est compétitive.

Le soutènement comprend :

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

Chapitre III _____ Conceptions et procédés de construction

5.3 Domaine d'application :

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

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

5.4. Précautions d'emploi :

On doit veiller à utiliser une méthode d'abattage perturbant aussi peu que possible le terrain encaissant, qui devra participer, de manière importante, au soutènement de l'excavation. Pour cela, on utilisera de préférence des moyens d'abattage mécaniques (machines ponctuelles...) ou des plans de tir avec découpage soigné. On s'attachera à rechercher une efficacité maximale du soutènement, en particulier, en ce qui concerne le béton projeté (contrôles de résistance et d'adhérence) et des boulons (essais d'arrachement). Le soutènement devra être mis en place aussi rapidement que possible après l'ouverture de l'excavation.

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

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

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

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

Chapitre III _____ Conceptions et procédés de construction

5.5. Avantages :

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

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

6. REVÊTEMENT DEFINITIF :

6.1 Fonction du revêtement :

On peut définir le revêtement d'un tunnel comme la structure résistante placée le plus à l'intrados du tunnel. Le revêtement sera donc visible depuis l'intérieur du tunnel ou simplement masqué par un «habillage» : peinture, enduit de protection, bardage, etc. La fonction première d'un revêtement de tunnel est sa contribution à la stabilité à long terme de l'excavation. On parle souvent de revêtement «définitif» pour marquer son caractère durable et la pérennité de son action vis-à-vis de la stabilité. Pour remplir cette fonction mécanique, on a recours le plus souvent au béton coffré ou aux voussoirs préfabriqués en béton armé.⁶

6.2 Critères de conception :

Les critères de conception énoncés ci-dessous visent tous à limiter les sollicitations de flexion dans le revêtement :

- Se rapprocher de la forme circulaire et adopter en tout état de cause une géométrie qui ne concentre pas les efforts. Le revêtement peut être en plein cintre ou composé d'une succession d'arcs de cercle. En particulier, les points anguleux doivent être évités.
 - Assurer la continuité du contact entre terrain encaissant et revêtement et la capacité de ce contact à transmettre les efforts.
-

- Fermer la section par un radier contre-voûté dans le cas des roches évolutives ou poussantes et dans les terrains meubles. La mise en place d'un radier augmente considérablement l'aptitude du revêtement à résister aux poussées du terrain (ou à l'eau). En lui donnant une forme contre-voûtée, sa capacité à résister est encore accrue et les raccordements radier-piédroits ont alors un bien meilleur fonctionnement.

6.3 Epaisseur minimum des revêtements en béton coffré :

Les revêtements de tunnels excavés au rocher peuvent être peu sollicités. Leur prescription pour le projet résulte alors plus souvent d'une volonté de Maître d'Ouvrage (confort visuel, étanchement, facilité d'entretien), que d'un calcul justificatif de structure.

Pour des raisons constructives (qualité à la mise en œuvre du béton coffré, tolérances d'exécution) et compte tenu du retour d'expérience, un revêtement en béton coffré doit avoir une épaisseur nominale minimale fonction de l'ouverture du tunnel (généralement de pour les tunnels de petit diamètre et de pour les tunnels de de diamètre environ).

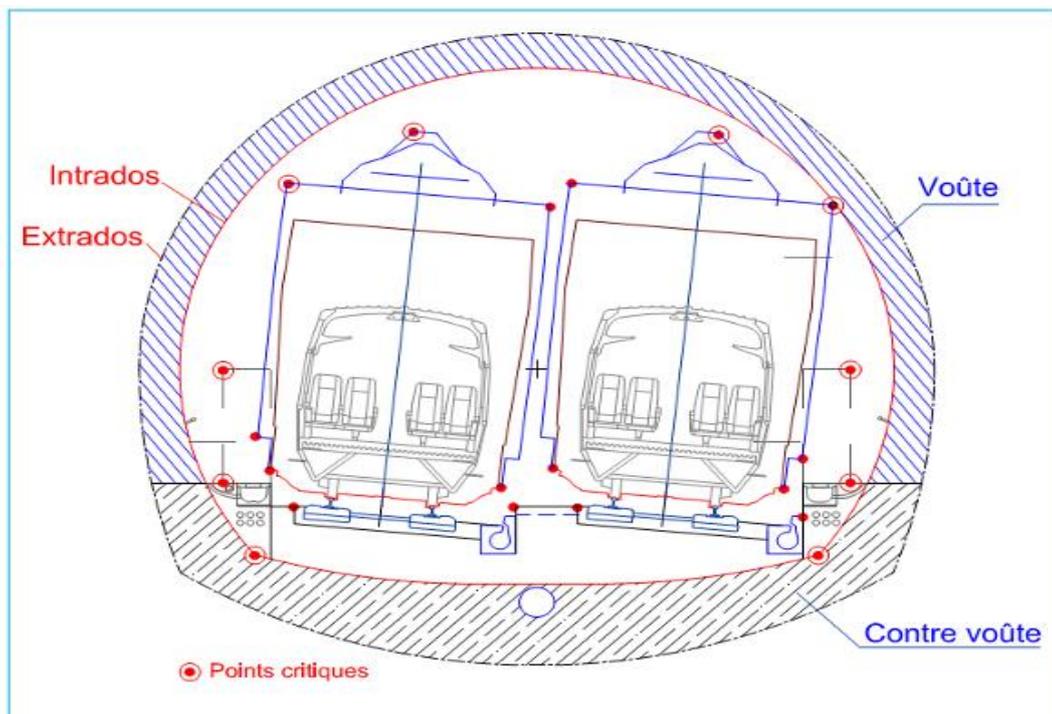


Figure 18 : Coupe type de revêtement définitif d'un tunnel avec radier contre-voûté

Chapitre IV

Méthodes de dimensionnement du soutènement et du revêtement

Chapitre IV _____

Méthodes de dimensionnement du soutènement et du revêtement

Introduction

Le dimensionnement et le calcul du soutènement ou du revêtement d'un tunnel sont des processus complexes influencés par plusieurs facteurs interdépendants. Les efforts supportés par ces structures dépendent de l'**état de contraintes préexistant** dans le massif rocheux avant le creusement, du **comportement mécanique** de ce massif, et de l'**action de l'eau** présente. Les **phases successives d'exécution** et leur calendrier ont également un impact significatif, introduisant une dimension temporelle et tridimensionnelle, tout comme la **raideur intrinsèque** du soutènement ou du revêtement choisi.

Idéalement, le "calcul" d'un ouvrage souterrain devrait permettre de quantifier précisément tous ces phénomènes et, grâce à un modèle mathématique exhaustif, de déduire le fonctionnement réel de l'ouvrage pour aboutir à un dimensionnement optimal par approches successives.

Cependant, il est crucial que le calcul vienne **épauler l'expérience**, et non la remplacer, pour guider le dimensionnement final. Il est essentiel de reconnaître les limites et les imperfections des modèles de calcul : **aucun type de calcul n'est universellement applicable ou ne fournit une réponse rigoureuse à lui seul**. L'**interprétation des résultats** et l'**expérience pratique** restent donc des éléments indispensables.

L'atteinte de cet idéal est en réalité une utopie, car le terrain encaissant est un matériau naturel intrinsèquement **hétérogène et anisotrope**. Il contient des **discontinuités** dont la répartition est aléatoire, même si elles peuvent être regroupées par familles. De plus, l'**état réel des contraintes** dans un massif vierge est, par nature, non mesurable, car tout instrument de mesure inséré dans le massif perturbe inévitablement le champ de contraintes initial. Enfin, bien que les conditions d'exécution soient théoriquement définies en amont par le constructeur, elles sont très souvent **modifiées ou adaptées** en cours de réalisation en fonction de circonstances imprévues de toutes sortes.

1. Généralités sur les Discontinuités

1.1. Nombre de familles de joints

Les joints sont disposés généralement par familles, par ex des joints parallèles. Le nombre de familles de joints peut aller jusqu'à 5. Typiquement, une famille de joint découpe le massif rocheux en plaques, 2 familles perpendiculaires découpent la roche en colonnes et 3 en blocs. Plus de 3 familles découpent la roche en blocs de formes variées et de coins.⁷

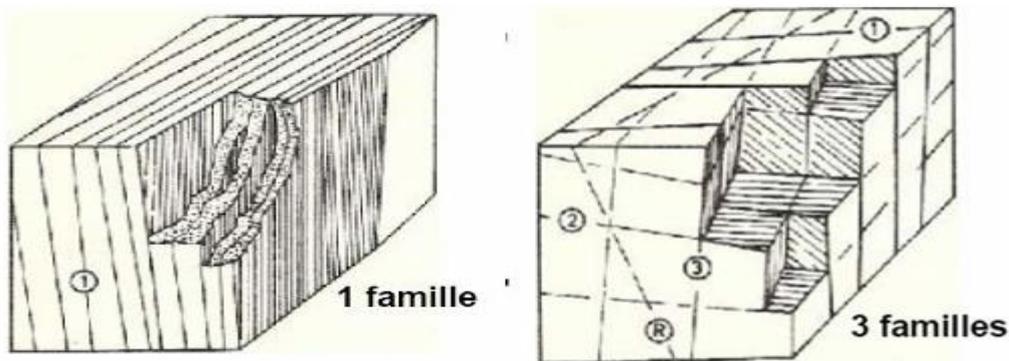


Figure 19 : Les différentes coupes du massif rocheux en plaque⁸

Les propriétés mécaniques du massif rocheux sont influencées par les familles de joints. Plus le nombre de familles de joints est grand, plus les possibilités de glissements potentiels sur les joints sont grandes voir. Tableau 2.

CLASSE		DESCRIPTION
N 1		Pas de discontinuité ou quelques discontinuités diffuses
N 2	a	Une famille principale
	b	Une famille principale et des discontinuités diffuses
N 3	a	Deux familles principales
	b	Deux familles principales et des discontinuités diffuses
N 4	a	Trois (et plus) familles principales
	b	Trois (et plus) familles principales et des discontinuités diffuses
N 5		Nombreuses discontinuités sans hiérarchisation ni constance dans la répartition

Tableau 2 : Classification AFTES selon le nombre de familles de discontinuités

Chapitre IV _____ Méthodes de dimensionnement du soutènement et du revêtement

1.2. Orientation du plan des joints

L'orientation des familles de joints contrôle la possibilité de conditions instables ou de déformations excessives. L'orientation mutuelle des joints détermine la forme des blocs rocheux.⁹

L'orientation est définie par le pendage (inclinaison) et la direction du pendage ou l'orientation du plan (Figure 20).

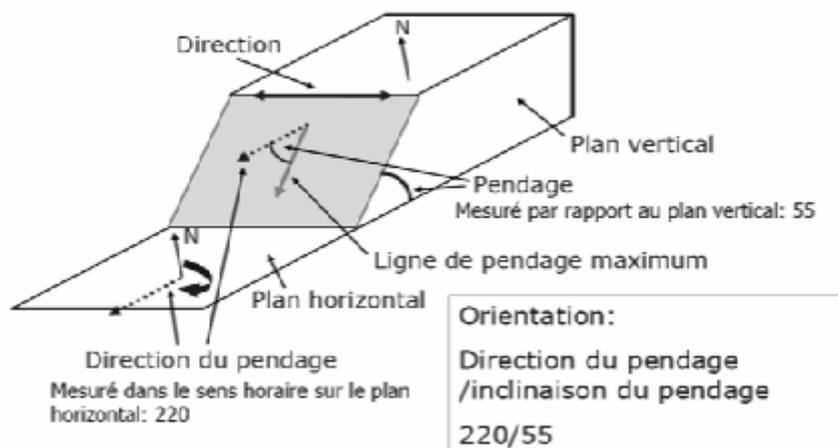


Figure 20 : L'orientation du plan des joints ¹⁰

Le pendage et la direction sont toujours perpendiculaires. On utilise généralement la notation direction du pendage/pendage (p. ex., 210/35).

1.3. Espacement des joints

L'espacement des joints est la distance perpendiculaire entre les joints. Pour une famille de joints, il est habituellement exprimé comme l'espacement moyen de cette famille de joint. On mesure souvent l'espacement apparent. La mesure de l'espacement des joints varie selon les différentes faces et directions de mesures (Fig. 21). Par exemple, dans un massif rocheux fissuré verticalement, les mesures selon la direction verticale donneront un espacement bien plus important que selon la direction horizontale (Tableau 3).

Chapitre IV
Méthodes de dimensionnement du soutènement et du revêtement

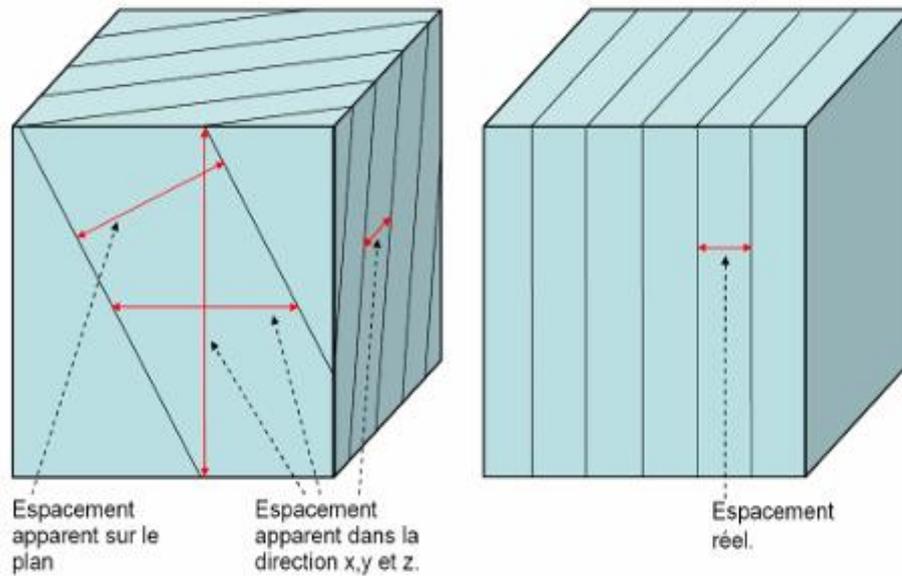


Figure 21 : Espacement des joints ¹¹

ESPACEMENT	EPAISSEUR	(S) OU (E) EN CM	ESPACEMENT DES DISCON- TINUITES D'UNE FAMILLE	EPAISSEUR DES BANCS
S 1	E 1	>200 cm	discontinuités très espacées	bancs très épais
S 2	E 2	60 à 200 cm	discontinuités espacées	bancs épais
S 3	E 3	20 à 60 cm	discontinuités espacées	bancs moyenne- ment épais
S 4	E 4	6 à 20 cm	discontinuités rapprochées	bancs minces
S 5	E 5	<6 cm	discontinuités très rapprochées	bancs très minces

Tableau 3 : Classification A.F.T.E.S selon l'intervalle entre les discontinuités de chaque famille ¹²

Chapitre IV _____

Méthodes de dimensionnement du soutènement et du revêtement

1.4. Rugosité de la surface du joint

Un joint est une interface de deux surfaces en contact. Les surfaces peuvent être lisses ou rugueuses; elles peuvent être en bon contact et imbriquées, ou en mauvais contact et ne pas s'imbriquer. L'interface peut être remplie avec des matériaux intrusifs ou d'altération.¹³

La rugosité de la surface du joint est une mesure des irrégularités et des ondulations de la surface du joint relativement à son plan moyen. La rugosité de la surface du joint est caractérisée par des ondulations à grande échelle et par des irrégularités à petite échelle. C'est le facteur principal qui régit la direction du cisaillement, la résistance au cisaillement, et en conséquence, la stabilité des blocs susceptibles de glisser. Le coefficient de rugosité du joint (JRC) est une mesure quantitative de la rugosité, variant de 0 pour une surface plane et lisse à 20 pour une surface très rugueuse. La rugosité du joint est liée à une échelle géométrique.

Description of joint types		JRC ₂₀	JRC ₁₀₀
I	rough	20	11
	smooth		
	slickensided		
II	rough	14	9
	smooth		
	slickensided		
III	rough	11	8
	smooth		
	slickensided		
IV	rough	14	9
	smooth		
	slickensided		
V	rough	11	8
	smooth		
	slickensided		
VI	rough	7	6
	smooth		
	slickensided		
VII	rough	2.5	2.3
	smooth		
	slickensided		
VIII	rough	1.5	0.9
	smooth		
	slickensided		
IX	rough	0.5	0.4
	smooth		
	slickensided		

Figure 22 : Description de la rugosité des joints¹⁴

Chapitre IV _____

Méthodes de dimensionnement du soutènement et du revêtement

Le nombre JRC est obtenu en comparant directement le profil de la surface réelle avec le profil type dans le diagramme. JRC20 est le profil pour 20 cm et JRC100 pour 100 cm. La valeur du JRC décroît avec une taille croissante (Fig. 22).

1.5.Imbrication des joints

Les propriétés d'un joint sont également contrôlées par le positionnement relatif de deux surfaces, en plus des profils.¹⁵ Par exemple, des joints entièrement en contact et parfaitement imbriqués ont peu de possibilités de mouvement et il est aussi difficile de les cisailer, en comparaison à des joints de même rugosité avec des contacts ponctuels où le mouvement peut facilement avoir lieu. Souvent, les joints sont différenciés comme imbriqués ou pas. Un coefficient d'imbrication des joints (JMC) a été suggéré (Fig. 23).

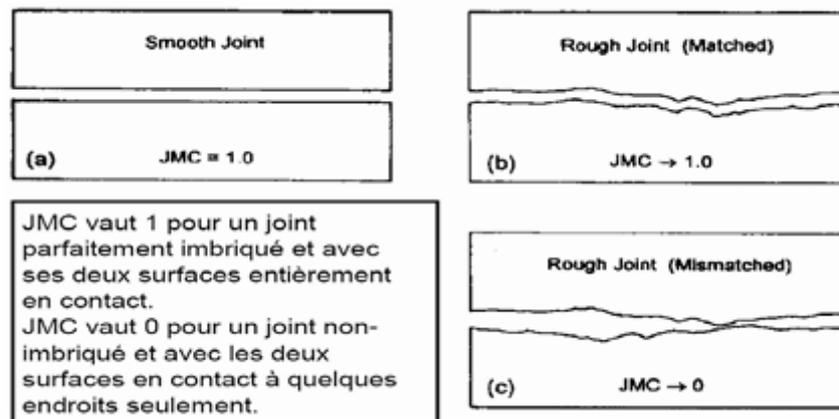


Figure 23 :Imbrication des joints¹⁶

1.6.Ouverture et remplissage du joint

La distance perpendiculaire séparant les parois adjacentes des roches est appelé l'ouverture. L'ouverture du joint est soit remplie d'air et d'eau (joint ouvert), soit avec des matériaux de remplissage (joint rempli) voir Figure.24. Les joints ouverts ou remplis avec de grandes

Chapitre IV _____ Méthodes de dimensionnement du soutènement et du revêtement

ouvertures montrent une faible résistance au cisaillement. L'ouverture est aussi associée à l'écoulement et à la perméabilité.¹⁷

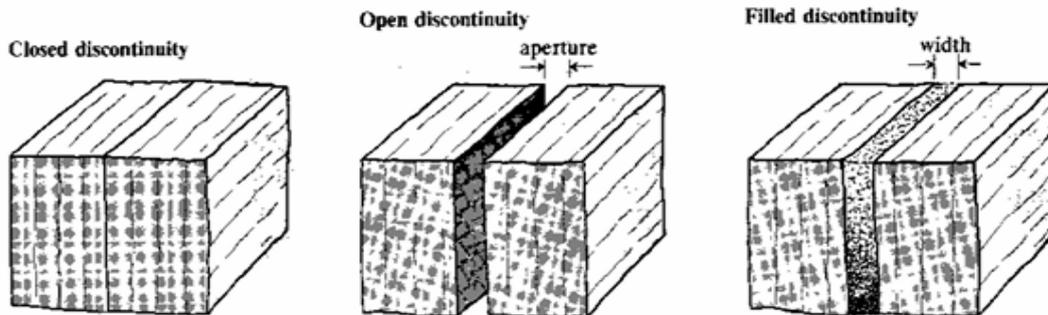
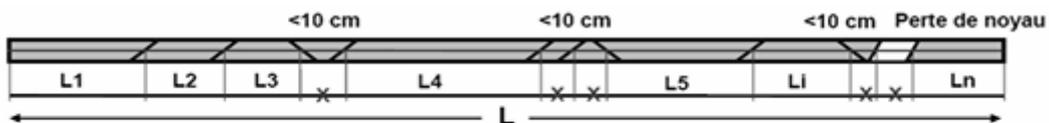


Figure 24 : Ouverture des joints¹⁸

1.7.RQD

Le RQD fut proposé par D.DEERE en 1964. Il est déterminé à partir des observations faites sur les échantillons prélevés dans un sondage carotté. L'indice RQD (Rock Quality Designation) est défini comme le pourcentage des carottes de roches qui ont une longueur égale ou supérieure à 10 cm sur la longueur totale du forage.¹⁹



$$RQD = \frac{\sum L_i}{L} \times 100\%, \quad \text{avec} \quad L_i > 10 \text{ cm}$$

Il convient d'utiliser un carottier de diamètre supérieur au moins à 50 cm pour que les morceaux de roche saine ne soient pas cassés en cours de prélèvement [12].

Le RQD peut être corrélé à la fréquence de joint (λ) :

$$RQD = 100(0.1\lambda + 1)e^{-0.1\lambda}$$

Chapitre IV _____

Méthodes de dimensionnement du soutènement et du revêtement

Avec λ = nombre de joints /longueur = n/L

D'après D.Deere, On peut utiliser la valeur du RQD pour classer le rocher suivant sa qualité (Tableau 4)

R. Q. D.	Désignation
0 – 25	Très médiocre
25 – 50	Médiocre
50 – 75	Moyen
75 – 90	Bon
90 – 100	Excellent

Tableau 4 : Classification du rocher en fonction du RQD. [9]

2. Pré-dimensionnement des ouvrages souterrains

2.1. Les méthodes semi empiriques

Les premières méthodes de dimensionnement des tunnels considéraient que le soutènement ou le revêtement définitif devait supporter le poids d'un volume de terrain décomprimé situé à l'intérieur d'une zone en forme de cloche, les dimensions de cette cloche étaient déterminées par des formules empiriques basées sur l'expérience acquise.

Ces méthodes sont quelque peu dépassées actuellement du fait que les techniques d'exécution ont beaucoup diminué les effets de décompression élastiques prédominant. Et ce type de méthode n'est pas applicable.²⁰

2.1.1. La méthode de Terzaghi

La méthode la plus utilisée fut longtemps la méthode de K.TERZAGUI (1946) qui classe les milieux rocheux en neuf catégories en fonction d'observations qualitatives.

- Calcul du soutènement à partir d'une hauteur de terrain décomprimée (cloche) au-dessus de la voute (Fig. 25)

- Dimensions de la cloche en fonction des caractéristiques du terrain.

Chapitre IV _____

Méthodes de dimensionnement du soutènement et du revêtement

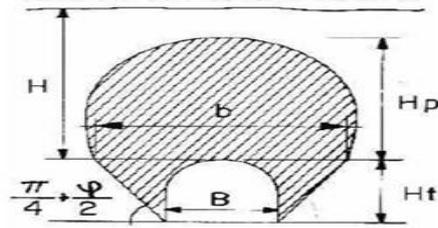


Figure 25 : Zone décompressée au-dessus d'une cavité²¹

La hauteur de terrain décompressé pesant sur le soutènement est donnée par la formule générale :

$$H_p = K(B + H_t)$$

Avec H_p : Hauteur de la surcharge de terrain uniformément répartie

- B : Largeur de la galerie
- H_t : Hauteur de la galerie
- K : Coefficient variable avec la nature et la texture du terrain (tableau 5)

Cette méthode est théoriquement applicable aux tunnels à moyenne profondeur pour lesquels la hauteur de couverture H est supérieur à $1.5 (B + H_t)$.

Chapitre IV _____

Méthodes de dimensionnement du soutènement et du revêtement

Nature de la roche	Charge H_p	Remarques
Dure et intacte	0 à 0.25 B	Quelques ancrages s'il y a chute de pierres
Dure et stratifiée	0 à 0.5 B	Soutènement léger
Massive avec quelques joints	0 à 0.25 B	La charge peut changer brusquement d'un point à l'autre
Modérément éboulée	0.25 à 0.35 (B+H _t)	Pas de pression latérale
Très éboulée	0.35 à 1.1 (B+H _t)	Peu ou pas de pression latérale
Complètement broyée Chimiquement inerte	1.1 (B+H _t)	Pression latérale considérable
Roche fluante à profondeur modérée	1.1 à 2.1 (B+H _t)	Grande pression latérale Cintres circulaires recommandés
Roche fluante à grande profondeur	2.1 à 4.5 (B+H _t)	Grande pression latérale Cintres circulaires recommandés
Roche gonflante	Jusqu'à 75 m indépendant de (B+H _t)	Cintres circulaires Dans les cas extrêmes, cintres coulissants

Tableau 5 : Hauteur de terrain décomprimé au-dessus d'un tunnel²²

2.1.2. Méthode de M. PROTODIAKONOV

Cette méthode est basée sur la recherche de la forme de la voûte de terrain décomprimée au-dessus de l'excavation. Selon cette théorie, cette voûte est de forme parabolique. Sa hauteur H_p vaut :

$$H_p = \frac{b}{2f}$$

Où : b est la base de la parabole la valeur de b est donnée par la formule :

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

f : Coefficient de résistance, fonction des caractéristiques du matériau.

Chapitre IV _____

Méthodes de dimensionnement du soutènement et du revêtement

Les valeurs de f en terrain rocheux sont indiquées dans le tableau 6.

En terrain granulaire, M. PROTODIAKONOV considère que :

$$f = tg\varphi$$

nature de la roche	Description	Masse volumique (t/m^3)	Coefficient de résistance f
Résistance dextrement élevée	Basaltes, quartzites granits les plus durs	2.8 – 3.0	20
Résistance élevée	Roches granitiques-grès et calcaires de très bonne tenue	2.6 – 2.7	10
Roche de bonne Tenue	Calcaires légèrement fracturés- grès de bonne tenue	2.5	8
Roche assez résistante	Grès ordinaire	2.4	6
Résistance moyenne	Schistes divers-marnes compactes	2.4 – 2.6	3
Roche meuble	Argiles compacte Alluvions cohérentes sols argileux	2.0 – 2.2	1

Tableau 6 : Coefficient de résistance f des roches (D'après M.PROTODIAKONOV)²³

Cette méthode serait satisfaisante pour les tunnels situés à une profondeur H telle que :

$$\frac{b}{2f} < H < \frac{b}{f}$$

Lorsque la hauteur de couverture est plus faible, le soutènement devrait être dimensionné en tenant compte de la pression géostatique ($P_v = \gamma H$)

2.1.3. La méthode de Bieniawski (RMR) Rock Mass Rating

Bieniawski a utilisé cinq paramètres pour classer les roches

- Résistance de la roche
- Fracturation : RQD

Chapitre IV _____

Méthodes de dimensionnement du soutènement et du revêtement

- Espacement des joints (tous types de discontinuités : stratification, schistosité, fractures, diaclases) • Nature des joints
- Venues d'eau

Chaque paramètre reçoit une note

Chaque paramètre reçoit une note pour aboutir par addition à une note globale caractérisant la qualité du rocher donc et le RMR = somme des notes.

Cette appréciation générale de la qualité du rocher doit ensuite être ajustée pour tenir compte de l'orientation de la fracturation.

Chapitre IV Méthodes de dimensionnement du soutènement et du revêtement

2.1.3.1. Attribution des notes

Paramètres			coefficients						
1	Résistance de la roche	Indice de Franklin	> 8 MPA	4-8 MPA	2-4 MPA	1-2 MPA	Indice Franklin non utilisable		
		Résistance à la compression	> 200 MPA	100-200 MPA	50-100 MPA	25-50 MPA	10-25 MPA	3-10 MPA	1-3 MPA
	Note	15	12	7	4	2	1	0	
2	R.Q.D.		90-100	75-90	50-75	25-50	< 25		
	Note		20	17	13	8	3		
3	Espacements des joints		>3m	1-3m	0,3-1m	50-300mm	<50mm		
	Note		30	25	20	10	5		
4	Nature des joints		Surfaces très rugueuses non continus .En pontes en contact .Epontes non altérées	Surface légèrement rugueuses .Epaisseur <1mm .Epontes non altérées	Surface légèrement rugueuses .Epaisseur <1mm .Epontes altérées	Surface lustrées ou remplissag e <5mm Joints continus	Remplissage mou >5mm ou joints ouverts > 5mm joints continus		
	Note		25	20	12	6	0		
5	Venues d'eau	Débit sur 10m	Aucune venue d'eau		<25l/min	25-125 l/min	>25l/min		
		Pression d'eau contrainte principale	0		0-0,2	0,2-0,5	>0,5		
	Hydrogéologie	Complètement sec		Suintement (eau interstitielle)	Pression d'eau modérée	Problèmes sérieux de venues d'eau			
		Note		10	7	4	0		

Tableau 7 : Paramètres de classification des roches et notes de pondération²⁴

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

Orientation des joints	Très favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très défavorable
Note d'ajustement	0	-2	-5	-10	-12

Tableau 8 : Note d'ajustement pour l'orientation des joints

Chapitre IV _____

Méthodes de dimensionnement du soutènement et du revêtement

Note globale	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	<20
Classe de rocher et description	1 Très bon rocher	2 Bon rocher	3 Rocher moyen	4 Rocher médiocre	5 Rocher très médiocre
Temps de tenue moyen	10 ans pour 5m de portée	6 mois pour 4 m de portée	1 semaine pour 3 m de portée	5 heures pour 1,5 m de portée	10mn pour 0,5 m de portée

Tableau 9 : Classe de rocher suivant la classification de Z.Bieniawski²⁵

Notes RMR	81 – 100	61 – 80	41 – 60	21 – 40	< 20
Classe du massif	A	B	C	D	E
Description	Très bonne roche	Bonne roche	Roche moyenne	Mauvaise roche	Roche très médiocre
Temps de tenue moyen	10 ans pour 15 m de portée	6 mois pour 8 m de portée	1 semaine pour 5 m de portée	10 heures pour 2.5 m de portée	30 minutes pour 0.5 m de portée
Cohésion du massif (KPa)	> 400	300 – 400	200 – 300	100 – 200	< 100
Angle de frottement du massif	> 45°	35° – 45°	25° – 35°	15° – 25°	< 15°

Tableau 10 : RMR et qualité du massif rocheux suivant la classification de Z.Bieniawski²⁶

2.1.3.2. Choix du type de soutènement

Pour chaque classe de rocher, Z.BIENIAWSKI propose également des recommandations sur le soutènement à mettre en place.²⁷

Chapitre IV
Méthodes de dimensionnement du soutènement et du revêtement

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'espace-ment	Cintres moyens + 50 mm de béton projeté	0,7-1,5m
5	Non recommandé		200 mm	150 mm	treillis soudé boulons et cintres légers	Immédiatement 80 mm de béton projeté puis cintres lourds à l'avance-ment	0,7 m

Tableau 11 : Choix de soutènement d'après Z.Bieniawski ²⁸

(1) Diamètre des boulons : 25mm, longueur : ½ diamètre du tunnel, scellement réparti à 1 résine.

2.1.4. La méthode de BARTON (Q system)

L'indice de qualité Q est calculé à partir de six paramètres géotechniques combinés de la façon suivante :

$$Q = \frac{R \cdot Q \cdot D \cdot J_r \cdot J_w}{J_n \cdot J_a \cdot SRF}$$

Chapitre IV _____

Méthodes de dimensionnement du soutènement et du revêtement

$\frac{R.Q.D.}{J_n}$: Caractérise approximativement la taille des blocs rocheux,

$\frac{J_r}{J_a}$: La résistance au cisaillement des blocs entre eux

$\frac{J_w}{SRF}$: Les contraintes et forces actives.

RQD : Rock Quality Designation.

J_n : caractérise le nombre des familles de joints.

J_r : caractérise la rugosité des joints.

J_a : caractérise l'altération des joints en précisant le degré d'érosion, d'altération et de remplissage.

J_w : facteur de réduction hydraulique des joints.

SRF : facteur de réduction des contraintes.

Chapitre IV _____

Méthodes de dimensionnement du soutènement et du revêtement

$$P_{\text{voute}} = \left(\frac{2Q}{Jr}\right) Q^{-1/3} \quad (a)$$

Cette équation peut être améliorée avec l'introduction du paramètre J_n et l'équation (III.10) est remplacée par l'équation (b) :

$$P_{\text{voute}} = \frac{2\sqrt{J_n} (Q)^{-1/3}}{3 Jr} \quad (b)$$

On remarque que les équations (a) et (b) sont équivalentes quand le massif rocheux présente 3 familles de discontinuités. Quand il y a moins de trois familles de discontinuités l'équation (b) donne une valeur inférieure à celle donnée par l'équation (a), et quand il y a plus de trois familles de discontinuités c'est l'inverse [18]. Au niveau de la paroi, des observations ont montré que la pression qui s'exerce sur le soutènement est égale au tiers de la pression qui s'exerce au niveau de la voûte, en supposant un état de contrainte "normal".

Chapitre V

Etudes paramétrique

Introduction

Une bonne connaissance des charges agissant sur le tunnel est indispensable afin d'éviter le surdimensionnement ou le sous dimensionnement.

Ces charges dépendent essentiellement des caractéristiques géotechniques des différentes couches constituant le terrain.

Ces actions extérieures se définissent en contraintes verticales agissant sur la calotte engendrant des poussées latérales sur les flancs du tunnel.

1- Méthodes de calcul des pressions horizontales et verticales

Plusieurs méthodes ont été élaborées pour le calcul des charges, chacune de ces méthodes a son hypothèse.

1-1 Charges verticales :

1-1-1 Méthode de TERZAGHI :

TERZAGHI admet que la masse de sol qui entoure la galerie se déplace déjà lors de l'excavation, et ce mouvement se poursuivra pendant toute la durée de la mise en place du soutènement. Ces déplacements sont suffisamment importants pour qu'une série de surface de glissement fasse apparition.

Selon cette théorie, le développement de la masse de terrain de largeur B sera entravée par l'effet de voûte faisant un angle de frottement de $(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})$ agissant le long des plans de glissement.

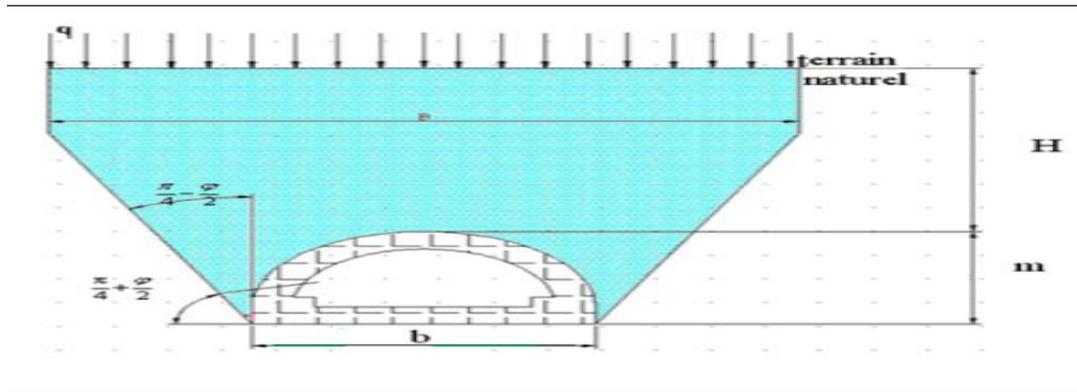


Figure5-1 Hypothèse de calcul de TERZAGUI

Ou :

q : La surcharge en surface

H : La couverture de terre

m : La hauteur de l'excavation

b : La largeur de l'excavation

Avec : $B = b + 2 \operatorname{mtg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$

La contrainte verticale est donné par :

$$\sigma_v = \frac{(B\gamma - 2C)}{2K \operatorname{tg}\varphi} \left[1 - e^{-\frac{(2khtg\varphi)}{B}} \right] + q e^{-\frac{(2khtg\varphi)}{B}}$$

K : Coefficient de poussée active généralement égale à 1.

Donnes : $q = 45 \text{ kn/m}^2$ $\gamma = 16 \text{ kn/m}^3$ $C = 5 \text{ kn/m}^2$

$H = 40 \text{ m}$ $m = 15 \text{ m}$ $h = 6 \text{ m}$

$b = 20 \text{ m}$ $k = 1$

$\varphi = 32^\circ$ $B = 29,04$ $\sigma_v = 117.545 \text{ kn/m}^2$

Chapitre V _____ Etudes paramétrique

1-2 Charges horizontales :

1-2-1 .Méthode de TERZAGHI:

Selon TERZAGHI la poussée peut être calculée approximativement par la formule :

Pour le cas général.

Pour les terrains granuleux ou ébouillis.

$$\sigma_h = \begin{cases} 0.3\gamma(0.5m + h_p) \\ \gamma H t g^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \\ \sigma_v \frac{\nu}{1-\nu} \end{cases}$$

hp : étant la hauteur du noyau de détente.

2 .Pré-dimensionnement des sections de tunnel circulaire par la Méthode choisisse de convergence confinement pour les quatre Types de sols :

2-1. Caractéristique du sol encaissant :

Y toit	+ 2 mètres	-8 mètres	- 10 mètres	- 15 mètres
	Argile	Sable	Argile profonde	Sable profonde
Model	M-C	M-C	M-C	M-C
M type	Drainé	Drainé	Drainé	Drainé
γ unsat	13 kN/m^3	15 kN/m^3	15.5 kN/m^3	17 kN/m^3
γ sat	16 kN/m^3	19 kN/m^3	16.5 kN/m^3	20 kN/m^3
ϕ	22°	26°	23°	28°
ψ	-	1	-	2
E	2000 kpa	70000 kpa	20000 kpa	130000 kpa
E increment	650 kpa/m			
ν	0.22	0.2	0.22	0.2
Cref	4.5 kpa	2 kpa	3 kpa	2 kpa
R	1	1	0.7	0.7

Tableau : Propriétés des éléments de sol et d'interface.

Les caractéristiques des couches du terrain :

Caractéristique du tunnel :

Diamètre [m]	Profondeur [m]	E beton [KPa]
6	60	20000000

Chapitre V _____ Etudes paramétrique

2-2 Cas d'une section de tunnel dans un terrain « SABLEUX » (Sable mou sable profonde)

2-2-1 Courbe caractéristique de terrain :

2-2-1-1- la résistance à la compression d'un terrain est donnée par la relation :

$$R_c = \frac{2C \cos \phi}{1 - \sin \phi} = 2,96 \text{ kpa}$$

$$\sigma^0 = 780 > \frac{R_c}{2} = 1.48 \text{ MPa} \text{ phases (élastiques et élasto-plastique)}$$

→ Le début de déformation s'opère de façon élastique tant que la pression fictive de soutènement reste supérieur à Pa.

2-2-2-1-1 La pression d'apparition d'une zone en état limite de rupture :

$$P_a = \sigma^0(1 - \sin \phi) - C \cos \phi = 420.20 \text{ KPa}$$

Le taux de déconfinement

$$\lambda_a = \frac{\sigma^0 - p_a}{\sigma^0} = 0.44$$

caractéristique de soutènement :

Béton projeté :

E _{bk} Pa Mpa	nu bet	nu bet ^2	R	e	E ter Kpa	nu ter
20 000 000	0.12	0.02	1.5	0.21	100000	0.2

Raideur de terrain :

$$\frac{E}{1+\nu} = 2G = 90322,254 \text{ KPa}$$

Raideur de soutènement :

$$k_b = \frac{E_b e}{(1 - \nu^2)R}$$

→ cas de revêtement mince $\frac{D}{e} > 10$

. On adopte $e = 0.21m$

$$\frac{6}{0.21} = 28 > 10$$

Donc $Kb = 31252125 \text{ kpa}$

La pression (maximale) relative à la pose du soutènement

$$P_0 = (1 - \gamma S^\circ) \times \delta_0 = 582.31 \text{ KPa}$$

Pression maximale de soutènement

$$Pb \text{ max} = \frac{\sigma_{b \text{ max}} e}{R} = 650 \text{ KPa}$$

Pression de soutènement

$$P_s = \frac{Kb}{Kb + 2G} * P_0 = 612.235 \text{ KPa}$$

$Pb \text{ max} > P_s$ Donc la section de tunnel est acceptable.

Chapitre V _____ Etudes paramétrique

→La section de tunnel est acceptable

2.Cas d'une section de tunnel dans un terrain « Sable +argile profonde »

2-1 caractéristique de terrain :

- la résistance à la compression d'un terrain est donnée par la relation

$$R_c = \frac{2C \cos \phi}{1 - \sin \phi} = 11.23 \text{ kpa}$$

$$\sigma^0 = 563.23 > \frac{R_c}{2} = 5,615 \text{ MPa phases (élastiques et élasto-plastique)}$$

→Le début de déformation s'opère de façon élastique tant que la pression fictive de Soutènement reste supérieur à Pa.

La pression d'apparition d'une zone en état limite de rupture :

$$P_a = \sigma^0(1 - \sin \phi) - C \cos \phi = 512.23 \text{ KPa}$$

Le taux de dé confinement

$$\lambda_a = \frac{\sigma^0 - P_a}{\sigma^0} = 0.35$$

2-2 caractéristique de soutènement

Béton projeté :

EbkPaMpa	nu bet	nu bet ^2	R	e	E ter Kpa	nu ter
20 000 000	0.12	0.02	1.5	0.21	10000	0.2

Raideur de terrain :

$$\frac{E}{1+\nu} = 2G = 7872,254 \text{ KPa}$$

Raideur de soutènement :

$$k_b = \frac{E_b e}{(1 - \nu^2)R}$$

→ cas de revêtement mince $\frac{D}{e} > 10$

. On adopte $e = 0.21m$

$$\frac{6}{0.21} = 28 > 10$$

Donc $Kb = 31252125 \text{ kpa}$

La pression (maximale) relative à la pose du soutènement

$$P_0 = (1 - \gamma S^0) \times \delta_0 = 530.31 \text{ KPa}$$

Pression maximale de soutènement

$$Pb \text{ max} = \frac{\sigma_{b \text{ max}} e}{R} = 650 \text{ KPa}$$

Pression de soutènement

$$P_s = \frac{Kb}{Kb + 2G} * P_0 = 582.274 \text{ KPa}$$

$Pb_{\text{max}} > P_s$ Donc la section de tunnel est acceptable.

→ La section de tunnel est acceptable

Conclusion générale _____

Conclusion générale :

Actuellement, aucune méthode de calcul ne peut offrir une solution totalement rigoureuse et définitive pour garantir la stabilité du revêtement d'un ouvrage souterrain. Les principales difficultés résident dans l'interprétation et la traduction mathématique du comportement extrêmement complexe du terrain environnant.

Malgré ces limites, le calcul reste une approche indispensable, bien que plus ou moins précise, pour appréhender la réalité. Évaluer cette précision est un élément crucial de l'étude et exige une collaboration étroite entre l'**ingénieur**, le **géologue** et le **géotechnicien**.

Le concepteur d'un projet souterrain doit être pleinement conscient des spécificités de ce type de calcul. Il doit notamment prendre en compte les **insuffisances et approximations** inhérentes à la méthode de calcul choisie, ainsi que la **dispersion des résultats** qui découle des hypothèses mécaniques, qu'elles soient explicites ou implicites. Il est également impératif d'anticiper le **danger des charges concentrées ou dissymétriques** pouvant apparaître en raison des discontinuités de la roche, et le **risque de ruptures par cisaillement** dans le cas de revêtements souples. Enfin, la **forme de la cavité** joue un rôle majeur dans la stabilité de l'ouvrage, et la **rigidité du revêtement** influence directement l'intensité des efforts développés, ce qui signifie qu'une rigidité accrue ne garantit pas nécessairement une sécurité supérieure.

Par conséquent, l'ingénieur doit impérativement procéder à un **examen critique** des hypothèses de calcul, des méthodes employées et des caractéristiques propres au projet. Un calcul unique, basé sur une seule série d'hypothèses, ne peut en aucun cas constituer une garantie formelle de stabilité de l'ouvrage. Il est toujours nécessaire de mener une étude, même approximative, pour évaluer l'influence de la variation des hypothèses les plus incertaines.

RÉFÉRENCES

BIBLIOGRAPHIQUES

Ouvrages et revues

- A. Bouvard-Lecoanet, G. Colombet et F. Esteulle, Ouvrages souterrains - Conception, réalisation, entretien, Presses de l'ENPC, Paris, (1992).
- AFTES; Recommandations relatives à la méthode de construction des tunnels avec soutènement immédiat par béton projeté et boulonnage, TOS 31
- AFTES, Recommandations relatives à la caractérisation des massifs rocheux utile à l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrains, TOS 177, (2003).
- Cetu, Dossier pilote des tunnels : Génie Civil / Conception et dimensionnement, vol. 3, Ministère de l'Équipement, Bron, (1998).
- CFMR, Fondements, vol. 1 de Manuel de mécanique des roches, Presses de l'ENSMP, Paris, (2000).
- CFMR, Les applications, vol. 2 de Manuel de mécanique des roches, Presses de l'ENSMP, Paris, (2004).
- GUERRIN, A. Traité de béton armé, constructions diverses 11. Paris : s.n., 1976.
- J.L. Durville et H. Héraud, Description des roches et des massifs rocheux (c352), Techniques de l'Ingénieur, Traité de Construction (1995).
- Mécanique des sols et des roches, 3ème géologie appliqué, p4-5-6

Sites

- Dupuy, <https://theses.hal.science/tel-00383234/>
- <http://www.cetu.developpement-durable.gouv.fr/>
- Identification des propriétés mécaniques de matériaux composites par analyse vibratoire, Jean-Sébastien,
- Proprietes Mécaniques, Asma Salma, <https://fr.scribd.com/document/396463665/STI2D-Et236-Proprietes-Mecaniques>