



2010-2011
Quadrimestre de tardor



Escola Politècnica Superior
d'Enginyeria de Manresa
UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

Approfondissement de notions de mécanique des roches:

Confrontation de modèles mécaniques
et géologiques à la réalité d'un chantier
du creusement d'un tunnel dans un
massif rocheux fracturé.

Autora: Carla Solsona Accensi

Núm. de registre 2056

Tutors: Marc Vinches i David Parcerisa

Titulació: Enginyeria Tècnica de Mines, especialitat en explotació
de mines.

Manresa, Gener de 2011

École des Mines d'Alès

Escola Politècnica Superior d'Enginyeria de Manresa

Index

Remerciements

Introduction

Synthèse

1. Mécanique des roches

1.1 Massifs rocheux	1
1.1.1 Géologie structurale	1
1.1.2 Classification géologique	11
1.2 Comportement mécanique	12
1.2.1 Modèles du comportement de la roche intacte	13
1.2.2 Modèles du comportement des fractures	21

2. Modélisation

2.1 Éléments finis	29
2.2 Éléments discrets	30
2.3 Avantages et limites des deux méthodes	31

3. Tunnel

3.1 Etude de cas	32
3.1.1 Contexte du projet des travaux	32
3.1.2 Contexte géologique du massif	33
3.1.3 Expérimentation sur le matériau sain	39
3.1.4 Expérimentation sur les fractures	41

Références 45

Tableaux des figures 47

Annexe 1 50

Annexe 2 52

Remerciements

En premier lieu, j'ai à remercier M. Vinches, pour avoir répondu à toutes mes questions, en français et en espagnol, et pour m'avoir guidé tout au long de mon projet.

J'ai à remercier D. Parcerisa, pour avoir répondu à tous mes mails et pour m'avoir guidé depuis la Catalogne.

J'adresse mes remerciements à tous les professeurs et camarades des différents cours réalisés ici à l'Ecole des Mines d'Alès, pour m'avoir aidée à mieux comprendre la thématique de ce projet et pour leur aide à améliorer mon français.

Un remerciement spécial à Hang pour être ma collègue de labo, ma camarade dans les différents cours et pour son aide à améliorer mon français et ma connaissance du Vietnam.

Finalement j'ai à remercier ma famille, mes amis d'ici et mes amis de l'EPSEM, surtout et spécialement à Silvia, pour avoir été à tout moment avec moi.

Introduction

Ce rapport se divise en trois blocs.

Le premier bloc traite de la mécanique des roches.

J'ai suivi différents cours dans cette matière, j'ai réalisé un cours d'ingénierie et morphologie du terrain à Manresa, deux cours de mécanique des roches à Alès et un cours de géologie structurale, également à Alès.

Ce bloc commence par une introduction aux différentes unités géologiques et à la classification des matériaux. Ensuite il présente une introduction aux essais qu'on réalise pour étudier la stabilité d'un massif rocheux. En fin de ce chapitre, une petite explication sur un cas pratique d'utilisation de la géostatistique, dont j'ai suivi un cours à Alès, est présentée.

Le deuxième bloc est une petite introduction aux éléments finis et discrets.

Cette matière pour moi était nouvelle et m'est apparue très intéressante. J'ai suivi un cours sur la méthode des éléments finis assistée par ordinateur.

Le troisième bloc présente une application pratique au tunnel de Saint-Béat.

Premièrement, on présente une situation géographique et géologique de la zone. Ensuite, on explique les résultats de quelques essais réalisés sur échantillons.

Finalement à **l'annexe 7** y a une première modélisation du tunnel de Saint-Béat, que j'ai réalisée.

Synthèse

L'objectiu principal d'aquest treball final de carrera es la modelització del túnel de Saint-Béat a la regió Midi-Pyrénées.

Per realitzar aquest treball he hagut de documentar-me sobre mecànica de roques, elements finits i discrets i sobre els estudis realitzats a la zona de Saint-Béat, per aquest motiu aquest treball es divideix en tres blocs principals: el primer tracta sobre la mecànica de roques, el segon sobre els elements finits i discrets i l'últim sobre l'aplicació de la modelització en un exemple real de túnel. Aquesta modelització s'ha realitzat mitjançant el paquet de programari ANSYS®.

A l'apartat sobre mecànica de roques es realitza una anàlisi general sobre la geologia estructural aplicada a l'enginyeria del terreny. Bàsicament es tracta de determinar, per una banda les diferents discontinuïtats que s'observen en el terreny ja siguin naturals o causades per les obres d'enginyeria i, per altra banda, un estudi de les característiques mecàniques de la roca intacta.

Respecte l'anàlisi de discontinuïtats es realitza en base a diferents classificacions de l'estabilitat dels massissos rocosos segons diferents mètodes: Terzaghi, Lauffer, Deere, paràmetre RQD, sistema RMR i finalment l'índex Q de Barton. L'estudi de la roca intacta parteix de la determinació del tipus de roca (magmàtica, sedimentària o metamòrfica) i de les seves principals característiques determinades a partir de diferents assaigs (assaig de compressió simple, assaig de tracció, assaig triaxial...). Finalment, s'estudien les deformacions, l'influència de la presència d'aigua en el massís rocós i les tensions naturals i la seva evolució a mesura que es realitza l'obra.

A continuació es fa una introducció a la metodologia de modelització per elements finits i elements discrets. L'anàlisi d'elements finits és un mètode matemàtic per aproximació a les solucions de les equacions plantejades mitjançant derivades parcials i l'anàlisi per elements discrets és un mètode per simular el comportament mecànic d'un medi determinat.

Finalment, a partir de les bases explicades en els apartats anteriors s'analitza una problemàtica real sobre el túnel de Saint-Béat a la regió Midi-Pyrénées. Aquest túnel està situat en terrenys metamòrfics prop de la falla Nord Pirinenca, el massís rocós on s'ha de realitzar el túnel està afectat per una intensa fracturació, segons la bibliografia (s'ha tingut accés als estudis realitzats a la zona pel Laboratori Regional de Ponts i Camins de Toulouse) i les observacions de camp i de sondeigs s'ha vist que la zona d'estudi ha estat afectada per tres fases tectòniques diferents. L'estudi de les fractures s'ha realitzat a partir del diagràma de Wulff, que ha permès reagrupar les diferents falles o discontinuïtats per famílies.

La principal aplicació d'aquest treball ha estat la modelització del túnel de Saint-Béat per elements finits, per a poder fer-la s'han esquematitzat els materials i les diferents fractures anteriorment esmentades, i s'han introduït les dades al programari ANSYS®.

S'han definit les característiques dels diferents materials involucrats en la modelització, E (mòdul de deformació), ν (mòdul elàstic de Young) i ρ (pes específic):

Formigó projectat

E= 30000 MPa

$\nu= 0,23$

$\rho= 2500 \text{ kg/m}^3$

Formigó armat

$E= 10000 \text{ MPa}$

$\nu= 0,25$

$\rho= 2300 \text{ kg/m}^3$

Marbre

$E= 67000 \text{ MPa}$

$\nu= 0,28$

$\rho= 2700 \text{ kg/m}^3$

Fractura

$E=60300 \text{ MPa}$

$\nu= 0,25$

$\rho= 2430 \text{ kg/m}^3$

I les dimensions del túnel:

Formigó projectat: Radi 6,1 metres amb un espessor de 0,2 metres

Formigó armat: Radi 5,9 metres amb un espessor de 0,4 metres

L'altura del massís rocós és de 120 metres i la seva amplada és de 366 metres.

A partir d'aquests valors i fent la modelització s'ha pogut arribar a la conclusió que la deformació del túnel és acceptable i que l'afectació deguda a deformació elàstica és més important en els materials durs com el formigó projectat i el marbre.

1. Mécanique des roches

La mécanique des roches s'intéresse à l'étude théorique et pratique des propriétés et du comportement mécanique des matériaux rocheux et de leur réponse à une force appliquée dans leur environnement physique.

Les ouvrages modifient l'état initial des contraintes du massif rocheux en un temps très court par rapport au temps de formation géologique du massif.

L'eau présente dans les massifs rocheux est un facteur très important : elle ajoute une contrainte, entraîne une augmentation de la pression à l'intérieur du massif rocheux et détériore les propriétés de la roche.

1.1 Massifs rocheux

Le massif rocheux est l'ensemble des blocs de matrices rocheuses et des discontinuités. La matrice rocheuse est le matériau sans discontinuité ou blocs de roche qu'on trouve entre les discontinuités. Une discontinuité est un plan mécanique ou sédimentaire dans un massif rocheux. Généralement, la résistance est nulle ou très faible : en raison de la discontinuité, le massif rocheux est non continu.

1.1.1. Géologie structurale

La géologie structurale concerne l'analyse des structures des roches et de leurs discontinuités ou limites, souvent dues à des changements de contraintes ou des déformations appliquées au massif. Ceux-ci peuvent être d'origine naturelle ou être dus à la réalisation d'un ouvrage.

La géologie structurale est la discipline qui décrit la morphologie et la géométrie des structures géologiques naturelles. Les travaux théoriques, expérimentaux et finalement la modélisation analogique, permettent de connaître le comportement des déformations en une zone concrète. C'est très important de connaître les paramètres physiques (parfois chimiques) pour obtenir une modélisation la plus proche de la réalité possible.

La déformation d'une zone concrète correspond à la variation de la forme, des dimensions et/ou de la localisation par rapport à un état initial et final.

Il y a différents types de déformations :

1. Pour la translation : Il y a variation de la localisation d'une structure, mais il n'y a pas de variation de forme ou de dimension.
2. Pour la rotation : Il y a variation de la localisation d'une structure dans l'espace par un mouvement de rotation autour d'un axe.
3. Pour la distorsion : Il y a variation de la forme et il n'y a pas de variation de la localisation ni de la dimension.
4. Pour la dilatation : Il y a variation de la dimension de la structure, cette variation peut être positive quand la structure augmente et négative quand la structure diminue de volume.

Il existe aussi des déformations homogènes et hétérogènes.

Les déformations homogènes sont purement planes, le cisaillement pur et plan. Les autres déformations seront hétérogènes.

On peut déterminer le type de déformation à partir de certaines marques géologiques.

L'analyse se divise en différentes étapes :

La **première étape** est la description du massif rocheux, c'est-à-dire la caractérisation de la géométrie tridimensionnelle à partir de l'observation de terrain.

La **deuxième étape** est l'analyse cinématique des massifs rocheux, la caractérisation de la direction et la détermination des différents stades de mouvements relatifs que nous trouvons sur le massif.

La **troisième étape** est l'analyse dynamique de la déformation avec l'étude des forces et des contraintes appliquées sur le massif.

La **quatrième étape** est l'analyse chronologique des structures et son évolution tectonique.

Avant de continuer, il est nécessaire de décrire quatre structures très importantes dans la géologie structurale: les joints stratigraphiques, les diaclases, les fractures d'extension et les failles.

Les **joints stratigraphiques** sont créés par une discontinuité dans le processus de formation sédimentaire. L'extension des joints stratigraphiques est grande et leur ondulation est faible.

Les joints stratigraphiques sont importants car normalement ils sont remplis de dépôts argileux ou schisteux et pour cette raison ils peuvent créer un danger d'instabilité.

Les **diaclasses** représentent une fracture de la roche qui n'est pas accompagnée du glissement des blocs, il y a seulement une ouverture du massif rocheux.

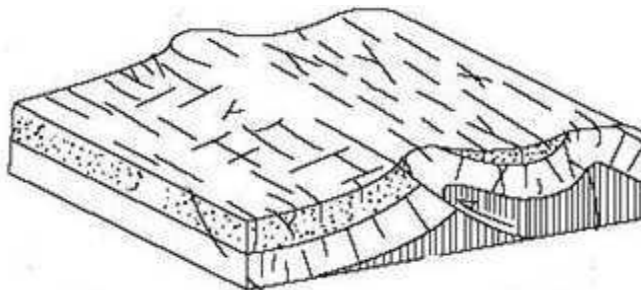


Figure 1.1 : Schéma d'une diaclase. [1]

La direction des diaclases est l'angle que forme une ligne horizontale sur le plan de la diaclase. Le pendage est l'angle que forme la fracture avec le plan horizontal imaginaire.

Les **failles** séparent le volume rocheux en deux blocs, le toit est le bloc situé au-dessus du plan de faille et le mur est situé sous le plan de faille.

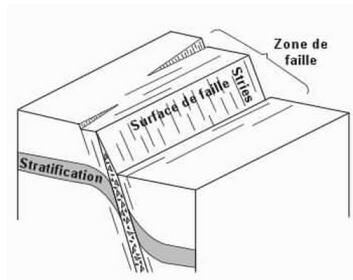


Figure 1.2 : Schéma basique des différents parts d'une faille. [2]

Il y a différents types de failles selon les propriétés de la formation :

1. Normales : ce sont les failles formées par traction. Le mouvement est vertical et respecte le plan de faille. L'angle est souvent de l'ordre de 60° par rapport à l'horizontale.

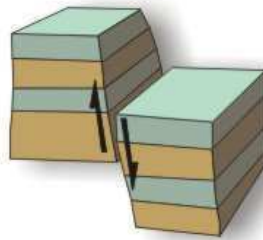


Figure 1.3 : Schéma d'une faille normale. [2]

2. Inverses : ce sont les failles qui ont été formées par la compression. Le mouvement est horizontal et l'angle est normalement de 30° par rapport à l'horizontale. Si l'angle du berne est inférieur à 45° il se produit un chevauchement.

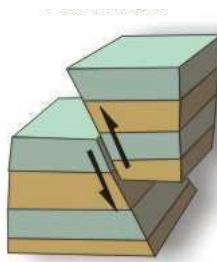


Figure 1.4 : Schéma d'une faille inverse. [2]

3. Décrochement : ces failles ce sont formées par glissement horizontal du mur suivant une direction parallèle à la faille. Il y a deux types de failles dans cette formation : les dextres (quand le bloc opposé à l'observateur glisse vers la droite) et les senestres (si le bloc glisse vers la gauche).

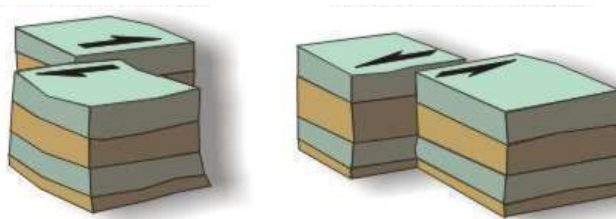


Figure 1.5 : Schéma de failles de décrochement, la faille située à gauche est dextre, et la faille située à droite est senestre. [2]

Le vecteur de glissement correspond à la ligne de séparation entre deux points situés sur la surface du mur. Les stries ou rainures peuvent se développer parallèlement au vecteur sur la surface de la faille.

Les failles se divisent en trois familles différentes : normales, inverses et de décrochement.

Pour déterminer la direction d'une faille on réalise une projection stéréographique avec le diagramme de Wulff ou de Schmidt.

Avec le diagramme de Schmidt on obtient facilement les valeurs de densité de fracturation et avec le diagramme de Wulff on obtient la conservation des angles, ce qui est souvent considéré comme plus important pour la modélisation en mécanique.

Les **fractures d'extension** sont formées à partir de mouvements tectoniques produits par une traction dans le massif.

Pour analyser la première étape nous pouvons diviser les structures en quatre groupes de discontinuités :

1. Systématiques planaires : Diaclases, plans de fractures, schistosité, laminage
2. Systématiques linéaires : Intersection de discontinuités planaires, «linéations»
3. Singulières planaires : Failles, dock, kind bands, discordance
4. Singulières linéaires : Axe de pli

La description des discontinuités est fondée sur la définition des caractéristiques et des paramètres.

L'orientation des discontinuités détermine la forme des blocs individuels existants dans un massif rocheux. Les discontinuités sont généralement responsables du comportement hydraulique et mécanique du massif rocheux et de son anisotropie.

Il y a deux façons différentes de représenter un plan dans l'espace : à partir du vecteur de pendage ou de la normale orientée.

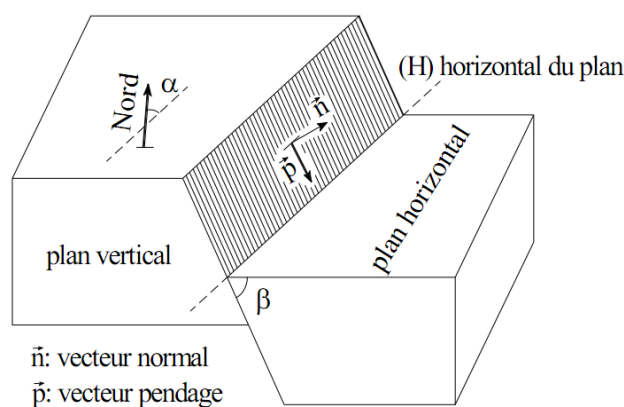


Figure 1.6 : Mesures de l'orientation du plan de discontinuité. [3]

- Les lignes de niveau du plan représentent la **direction** ou azimut du plan. L'angle est compris entre 0-180°.
- Les lignes de plus grande pente du plan définissent le **pendage**, l'angle est compris entre 0-90°.

L'étendue (ou extension) est la distance moyenne perpendiculaire entre deux plans consécutifs de la même famille. Cette caractéristique a de l'influence sur la stabilité du massif rocheux et les différentes familles de discontinuités vont définir la forme et la dimension des blocs.

La continuité (ou persistance) est la longueur ou étendue superficielle du plan de la discontinuité.

La rugosité est l'ondulation de la surface à petite échelle. Cela provoque une variation sur le comportement géo mécanique, mais spécialement sur la résistance au cisaillement. La rugosité et l'ondulation provoquent des difficultés pour le glissement.

L'ouverture est la distance de laquelle s'éloigne le mur à cause des discontinuités. Il y a des variations importantes pendant les différentes étapes de mise en place du massif rocheux.

Le remplissage est le matériau dans la discontinuité. Il y a beaucoup de variétés : quartz, calcite, oxydes,... Nous pouvons décrire l'aspect de son état et ses propriétés.

Les infiltrations représentent l'eau qui provient majoritairement du ruissellement dans les discontinuités. Ces circulations d'eau ont une influence sur la résistance au cisaillement.

Dans ce paragraphe, nous nous basons sur le rapport de Jean-Christophe Noirot et Jérôme Treffort (1995-1996). [4]

Dans les méthodes d'étude de stabilité des massifs rocheux, il y a cinq méthodes empiriques :

- Classification de Terzaghi
- Classification de Lauffer
- Classification de Deere et paramètre RQD
- Le système RMR
- L'indice Q de Barton

Classification de Terzaghi

La classification de Terzaghi (1946) est la première classification du terrain orientée vers la construction de tunnels.

Il existe deux catégories de la classification du terrain : soit on nous donne la « charge de la roche » soit la contrainte verticale que peut supporter le soutènement d'un tunnel construit par des procédés traditionnels. Dans l'**Annexe 1** nous pouvons voir les correspondances de chaque roche.

Les concepts de Terzaghi en relation avec le comportement du terrain sont visibles sur la figure suivante.

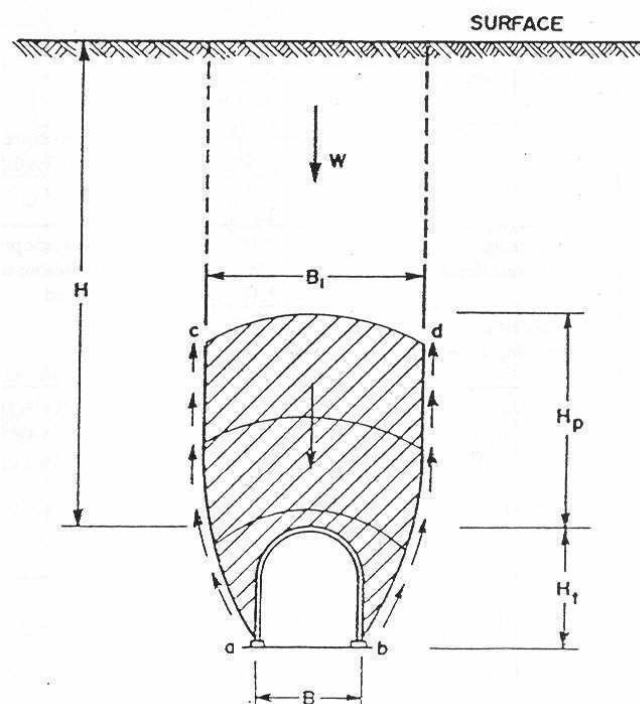


Figure 1.7 : Déplacement du terrain. [4]

Les paramètres de cette classification dépendent de la nature de la roche. Par conséquent, ces critères sont qualitatifs et ne peuvent pas être mesurables.

Classification de Lauffer

Lauffer a introduit le concept de temps de stabilité de l'excavation pour une dimension libre sans soutènement.

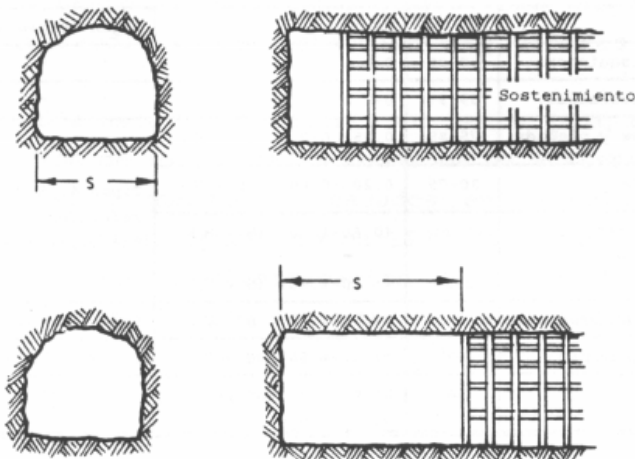


Figure 1.8 : Définition d'une portée active. [5]

A partir de ce concept, nous pouvons classer les terrains en sept catégories différentes selon deux paramètres principaux:

- *Portée active*

Ouverture la plus large non supportée sur une coupe de tunnel située entre le front d'abatage et le support.

- *Temps de stabilité*

C'est le temps pendant lequel la structure est stable (sans qu'une section non soutenue tombe).

La qualité des roches varie de A à G, de roche intacte à roches très détériorée, comme nous pouvons voir dans le graphique suivant.

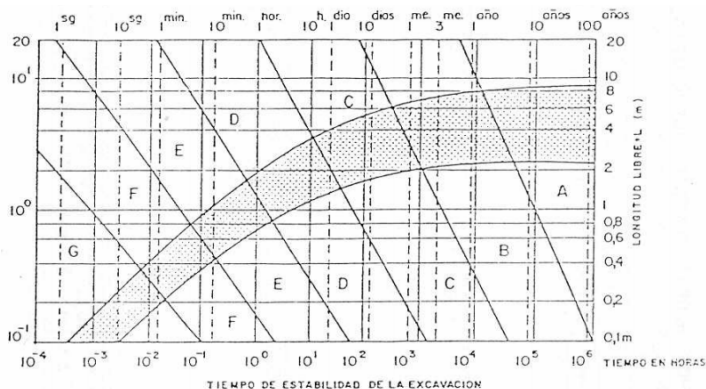


Figure 1.9 : Relation entre la portée active et le temps de stabilité pour différentes catégories de roches. [5]

Classification de Deere et paramètre RQD

En 1964, Deere définit l'indice de qualité de la roche. Il permet de connaître l'état de fracturation et de fissuration des massifs.

Cet indice permet de classer les roches selon leurs caractéristiques (cinq catégories différentes au total). Le sondage est fait pour une longueur de 1 à 5 mètres et pour un diamètre supérieur à 50 mm. Pour calculer l'indice RQD la formule est la suivante :

$$\text{RQD}(\%) = \frac{\text{somme des longueurs des carottes } \geq 10}{\text{longueur de la passe de sondage}}$$

La relation entre ce paramètre (indice RQD) et la qualité de la roche est la suivante :

RQD	QUALITÉ DE ROCHE
<25%	TRÈS PAUVRE
25-50	PAUVRE
50-70	MOYENNE
70-90	BONNE
>90	TRÈS BONNE

Tableau 1 : Classification Rock Quality Designation. [6]

En 1970, Deere a fait des recommandations quant au soutènement des tunnels en fonction du RQD. Un facteur nouveau et très important est la possibilité d'utiliser des explosifs et des machines tunneliers (nous pouvons voir la liste en **Annexe 2**).

Cette méthode n'est pas suffisante pour décrire le massif rocheux. Notamment, on n'utilise pas l'orientation du tunnel dans le massif, la présence d'eau ou la pression qu'il y a sur la surface du massif.

D'autre part, cette classification n'envisage pas la dureté de la roche (la RQD peut donner un nombre proche de 100 alors que la roche est très peu résistante).

Le système RMR

Ce système s'obtient avec la somme de cinq facteurs différents :

- La résistance à la compression simple
- RQD
- Espacement des discontinuités
- Conditions des discontinuités
- Condition de l'eau
- Orientation des discontinuités

À partir de ces facteurs on obtient un numéro entre 0 et 100 qui est le RMR basique. Bieniawski propose un ajustement en fonction de la relation entre l'orientation du tunnel et les discontinuités (dans le tableau B de la figure suivante on peut l'observer).

La définition des conditions « très favorables » ou « non favorables » se trouve dans le dernier tableau.

La classification RMR nous donne la qualité globale de la roche. La classification est divisée en cinq catégories (tableau C). On trouve en plus un indicateur sur le temps de stabilité d'une excavation libre, sur l'angle de friction et la cohésion de la roche. [5]

A. CLASSIFICATION PARAMETERS AND THEIR RATINGS

Parameter		Ranges of Values							
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index (MPa)	>10	4-10	2-4	1-2	For this low range, uniaxial compressive test is preferred		
		Uniaxial compressive strength (MPa)	>250	100-250	50-100	25-50	5-25	1-5	<1
		Rating	15	12	7	4	2	1	0
2	Drill core quality RQD (%)		90-100	75-90	50-75	25-50	<25		
		Rating	20	17	13	8	3		
3	Spacing of discontinuities		>2 m	0.6-2 m	200-600 mm	60-200 mm	<60 mm		
		Rating	20	15	10	8	5		
4	Condition of discontinuities		Very rough surfaces Not continuous No separation Unweathered wall rock	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Slightly weathered walls	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Highly weathered wall	Slickensided surfaces or Gouge < 5 mm thick or Separation 1-5 mm Continuous	Soft gouge > 5 mm thick or Separation > 5 mm Continuous		
		Rating	30	25	20	10	0		
5	Groundwater	Inflow per 10 m tunnel length (L/min)	None	<10	10-25	25-125	>125		
		Ratio $\frac{\text{Joint water pressure}}{\text{Major principal stress}}$	0	<0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	>0.5		
		General conditions	Completely dry	Damp	Wet	Dripping	Flowing		
	Rating	15	10	7	4	0			

B. RATING ADJUSTMENT FOR DISCONTINUITY ORIENTATIONS

Strike and Dip Orientations of Discontinuities	Very Favorable	Favorable	Fair	Unfavorable	Very Unfavorable
Tunnels and mines	0	-2	-5	-10	-12
Foundations	0	-2	-7	-15	-25
Slopes	0	-5	-25	-50	-60

C. ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RATINGS

Rating	100-81	80-61	60-41	40-21	<20
Class no.	I	II	III	IV	V
Description	Very good rock	Good rock	Fair rock	Poor rock	Very poor rock

D. MEANING OF ROCK MASS CLASSES

Class no.	I	II	III	IV	V
Average stand-up time	20 yr for 15-m span	1 yr for 10-m span	1 wk for 5-m span	10 h for 2.5-m span	30 min for 1-m span
Cohesion of the rock mass (kPa)	>400	300-400	200-300	100-200	<100
Friction angle of the rock mass (deg)	>45	35-45	25-35	15-25	<15

*After Bieniawski (1979).

TABLE 4.2 Effect of Discontinuity Strike and Dip Orientations in Tunneling*

Strike Perpendicular to Tunnel Axis			
Drive with Dip		Drive against Dip	
Dip 45-90	Dip 20-45	Dip 45-90	Dip 20-45
Very favorable	Favorable	Fair	Unfavorable
Strike Parallel to Tunnel Axis		Irrespective of Strike	
Dip 20-45	Dip 45-90	Dip 0-20	
Fair	Very unfavorable	Fair	

*Modified after Wickham et al. (1972).

À partir de l'indice RMR il est possible d'avoir une idée sur la stabilité des excavations sans soutènement et sur d'autres propriétés du massif rocheux comme le module de déformation « in situ » ou les paramètres de résistance du critère de rupture de Hoek-Brown.

- Module de déformation « in situ » :

Bieniawski, 1978 : $E_M(\text{GPa}) = 2\text{rmr} - 100$ (si $\text{RMR} > 50$)

Serafim et Pereira, 1983 : $E_M(\text{GPa}) = 10^{(\text{RMR}-10)/40}$

- Paramètres de résistance du critère de rupture de Hoek-Brown :

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m \cdot \sigma_c \cdot \sigma_3 + s \cdot \sigma_c^2}$$

- σ_c : la résistance à la compression simple de la roche matrice
- m, s : paramètres sur l'état de fracturation et de fissuration du massif rocheux.

Les principaux problèmes de cette classification sont les suivants :

- Le système de calcul favorise les indices de la qualité de la roche.
- Les changements importants sur un paramètre ont peu d'influence sur l'indice global.
- L'espacement entre les joints est très important.

L'indice Q de Barton

Cet indice est obtenu avec l'expression suivante :

$$Q = \frac{\text{RQD} \cdot J_r \cdot J_w}{J_n \cdot J_a \cdot \text{SRF}}$$

Où :

- J_n paramètre pour décrire le numéro de familles de discontinuités
- J_r paramètre pour décrire la rugosité des joints
- J_a paramètre pour décrire l'altération des joints
- J_w facteur associé à l'eau des joints
- SRF facteur associé à l'état des contraintes

Dans la pratique le paramètre Q peut varier entre 10^3 et 10^{-3} .

Cette méthode prend en compte les facteurs de rugosité des joints, l'altération et ses remplissages.

La détermination de Q nous permet d'estimer la valeur du soutènement du tunnel, il y a trois étapes :

1.1.2 Classification géologique

Dans les domaines de la géologie une roche est une masse solide. Dans le domaine du génie civil la roche est un « ***granulat naturel des particules unies par une forte cohésion, séparables seulement avec des milieux mécaniques complexes. Une roche est caractérisée par sa rigidité élevée*** ».

La classification suivante est basée sur l'origine des roches. Il y a trois grands groupes que l'on va expliquer ci-dessous:

1. Roche magmatique

Formée à partir du refroidissement et de la solidification des magmas.

- 1.1.1 *Roche plutonique* → intrusive, refroidissement à l'intérieur et en profondeur, dans une chambre magmatique.
- 1.1.2 *Roche filonienne* → intrusive, refroidissement à l'intérieur des conduits.
- 1.1.3 *Roche volcanique* → extrusive, refroidissement à la surface.

2. Roche sédimentaire

Formée à partir de particules de roches préexistantes qui ont subi l'action des agents d'érosion et de transport (eaux, glaciers, vent, crues), des activités des êtres vivants et des phénomènes physico-chimiques.

- 1.2.1 *Grés* → essentiellement constitués de grains de quartz.
- 1.2.2 *Calcaires* → essentiellement constitués de carbonates de calcium.
- 1.2.3 *Roches argileuses* → composés de minéraux argileux.
- 1.2.4 *Évaporites* → sels précipités lors de l'évaporation d'un liquide

3. Roche métamorphique

Transformation profonde à l'état solide des roches préexistantes sous l'effet d'une augmentation de la température et/ou de la pression.

- 1.3.1 *Métamorphisme de contact* → zone de contact entre un encaissant et un magma
- 1.3.2 *Métamorphisme régional* → pendant la formation des montagnes de champs de contraintes/températures appliquées à l'échelle régionale
- 1.3.3 *Métamorphisme dynamique* → zones de faille

Chaque famille de roche a des caractéristiques et des propriétés communes. Une fois l'analyse faite nous étudierons leur comportement grâce à la mécanique des roches.

1.2 Comportement mécanique

La mécanique des roches est l'étude théorique et pratique des propriétés et du comportement mécanique des matériaux rocheux, et leur réponse sous l'action des contraintes appliquées dans leur environnement physique.

La connaissance de l'état des contraintes est très importante pour les ouvrages de génie civil étant donné que les massifs rocheux sont soumis à un changement très intense des contraintes, en très peu de temps.

Pour cette raison il est très important de connaître l'état des contraintes avant de réaliser l'ouvrage et d'évaluer son influence pendant toute la construction de l'ouvrage.

Les propriétés mécaniques des roches sont : la résistance (qu'on étudie en particulier avec les critères de rupture) et la déformabilité (qu'on étudie avec les modules).

La résistance de la roche est évaluée par sollicitation mécanique (traction, compression uniaxiale ou triaxiale). La déformabilité de la roche (représentée par le module d'Young dans le cas d'une hypothèse de comportement linéaire élastique et réversible) correspond à son aptitude à se déformer sous l'effet des sollicitations mécaniques.

Les essais sur le comportement et les propriétés des roches se réalisent dans un laboratoire à partir d'échantillons continus de petites dimensions (du centimètre jusqu'au décimètre).

Par conséquent, les échantillons sur lesquels on travaille ne sont pas véritablement une représentation du massif étudié puisque certains facteurs ne seront pas repérables et donc non reproductibles.

Les paramètres que l'on ne peut pas évaluer avec les échantillons sont les fractures sur le massif rocheux, l'hétérogénéité du massif (par exemple l'alternance de couches de différents matériaux), la variabilité des propriétés mécaniques dans le même massif ou l'effet d'échelle.

1.2.1 Modèles du comportement de la roche intacte

En prenant en compte les propriétés qu'on a expliquées antérieurement, on va présenter les différents essais qu'on peut réaliser avec des échantillons de roche intacte.

Les essais de base sont la traction (ou essai brésilien), la compression uniaxiale (ou simple) et la compression triaxiale (isotrope ou déviatorique).

1. Résistance

Résistance à des sollicitations mécaniques : traction, compression uni axiale ou triaxiale, définissant des seuils ou critères de rupture

Les essais de base sont les trois suivants :

1.1 Traction ou essai brésilien

L'objectif de cet essai est de déterminer la résistance à la traction indirecte des éprouvettes cylindriques. Pour cela on applique une force de compression dans toute sa longueur, cette force est à l'origine du cassement par traction de l'éprouvette.

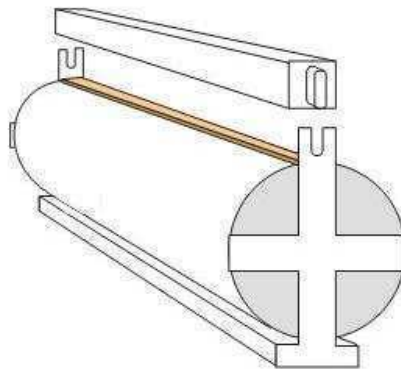


Figure 1.10 : Modèle de l'essai brésilien. [7]

1.2 Compression uni axiale ou essai de compression simple

Cet essai permet d'obtenir la valeur de la résistance à la compression simple et la valeur de la cohésion. Il consiste à appliquer une charge axiale à des échantillons en conditions non dégradées. On utilise des méthodes de mesure de variations de résistance électrique et de contrôle de déformation.

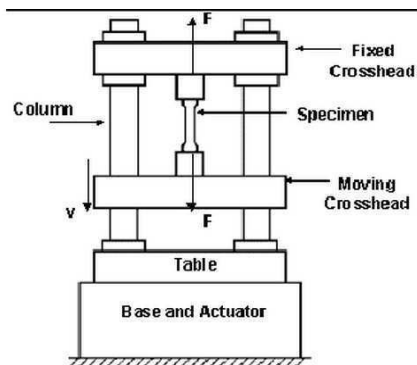


Figure 1.11 : Modèle d'essai compression simple. [8]

1.3 Compression triaxiale

Cet essai s'utilise pour déterminer les paramètres de l'échantillon et la relation entre l'effort et la déformation à partir d'un effort constant de contrainte latérale par exemple. L'essai de compression triaxiale est plus complexe que les autres mais il donne beaucoup d'informations et il est très représentatif du comportement d'une matrice rocheuse en profondeur.

Cet essai consiste à mettre un échantillon cylindrique dans la machine de compression triaxiale et à lui appliquer une pression contrôlée croissante verticale σ_1 en fonction du temps. Des contraintes latérales égales ($\sigma_2 = \sigma_3$) dans les directions perpendiculaires sont également exercées.

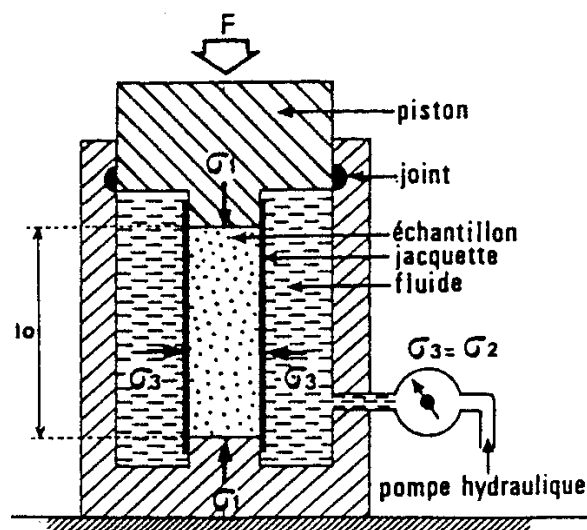


Figure 1.12 : Modèle d'un essai de compression triaxiale. [9]

Le comportement des roches est étudié au laboratoire avec des échantillons continus de petites dimensions. Par conséquent, on ne peut pas prendre en compte les différentes difficultés qu'on peut trouver dans le massif rocheux, comme par exemple, les fractures, l'hétérogénéité du massif, la variabilité des propriétés mécaniques ou l'effet d'échelle.

La cellule triaxiale disponible au LRPCT « Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Toulouse » est à haute pression et utilise un système de confinement hydraulique. [17]

Elle se divise en deux parties principales :

1. L'embase de la cellule
2. La chambre de confinement

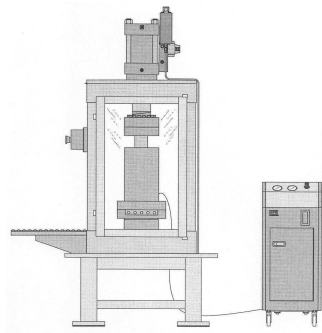


Figure 1.13 : Essai triaxial. [17]

La chambre de confinement est prévue pour recevoir des capteurs de déplacement de l'échantillon avec une pression de confinement réalisée par un fluide qui est une huile minérale.

Le schéma de montage est le suivant (figure 1.14).

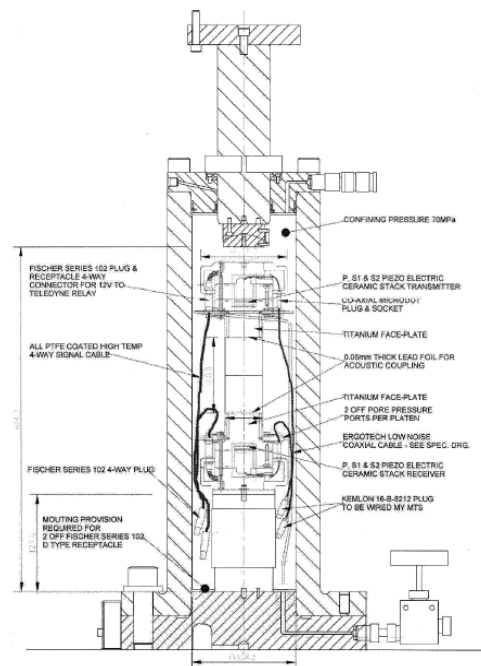


Figure 1.14 Schéma d'une cellule triaxiale. [17]

On y a différents contrôleurs de pression de confinement :

1. Contrôleur GDS
2. Multiplicateur de pression

Pour contrôler la pression de confinement on utilise le dispositif GDS.

C'est un microprocesseur qui permet de contrôler la pompe.

L'interface de ce microprocesseur est un panneau contrôlé par 40 caractères, un clavier à membrane, qui s'utilise pour entrer la pression, le volume, les rampes de pression ou de changement du volume et les paramètres des cycles, et finalement, une ligne d'affichage à cristaux liquides. L'affichage se divise en trois zones différentes :

- Zone 1 : affichage en continu de la pression réelle
- Zone 2 : utilise les informations données (entrées)
- Zone 3 : affichage en continu du changement de volume

Le schéma est basique, le liquide dans un cylindre est pressurisé et déplacé par un piston se déplaçant dans le cylindre. Le piston est activé par une vis.

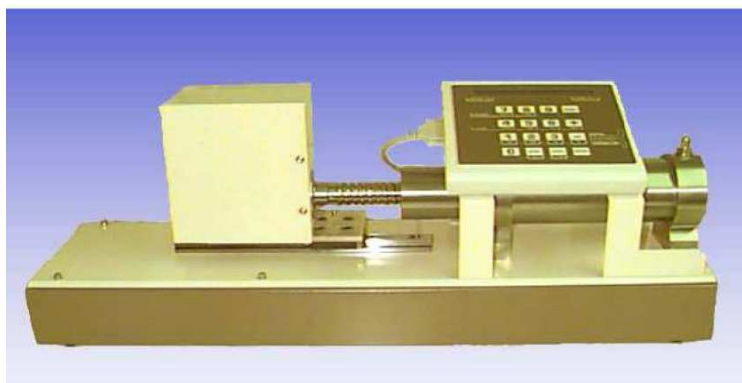


Figure 1.15 Contrôleur GDS pression/volume. [17]

L'intensité de la pression est fournie par une pompe hydraulique qui permet de remplir, mettre en pression et contrôler la pression de confinement dans la cellule triaxiale.

L'objectif des capteurs est l'obtention de la courbe de contrainte-déformation d'un essai de compression triaxiale.

Les mesures locales (au plus près de l'échantillon) permettent de s'affranchir des effets de bords à chaque extrémité de l'échantillon ou tout au moins de les réduire.

On y a différents types de techniques où laboratoire que nous permettent de réaliser cette mesure.

- LVDT
- Capteurs à lame flexible comme LDT

- Capteurs d'inclinaison
- Capteurs de proximité

La description de ces capteurs on peut se trouver en détail dans « El Bield (2000) ».

Dans le cas des essais pour le tunnel on a utilisé deux capteurs LVDT, pour mesurer les déformations axiales et radiales de l'échantillon.

Sur la figure 1.16 on se peut observer le positionnement de ces capteurs.

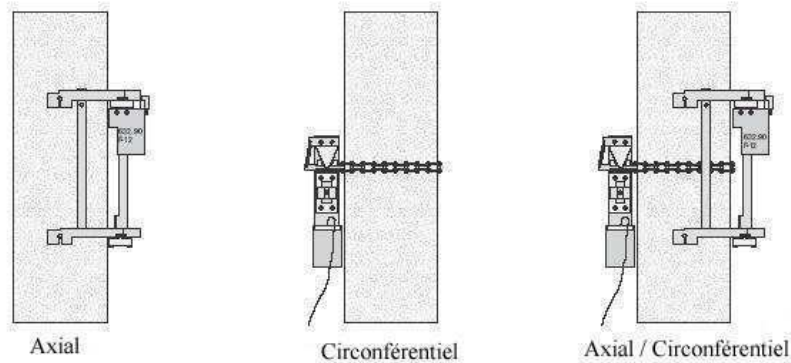


Figure 1.16 : Différents types de capteurs. [17]



Figure 1.17 : Capteurs de déplacement longitudinal et circonférentiel montés sur l'éprouvette. [17]

Pour la détermination des contraintes par rétablissement ou simple relâchement on utilise deux méthodes :

- Méthode du vérin plat
- Méthode du sur - carottage coaxial

Méthode du vérin plat

Cette méthode permet de déterminer, dans une zone bien définie, la modification des contraintes naturelles provoquées par une excavation ou un ouvrage de génie civil.

Le principe de cette méthode consiste à réaliser une saignée avec une scie circulaire entre des couples de points AA', BB', CC' (comme on voit sur la figure). On mesure alors la variation de distance, au début et pendant le creusement.

Les hypothèses suivantes sont nécessaires pour mettre en place cette méthode :

- La contrainte normale et principale à la paroi est nulle.
- Les deux autres contraintes principales sont parallèles à la paroi.

Il existe également deux conditions principales pour appliquer cette méthode :

- La première condition est la réversibilité de la déformation pendant les opérations. La roche est supposée élastique et les effets de viscosité sont négligeables.
- La deuxième condition est l'importance de l'orientation de la saignée, qui dépend de la direction adoptée.

Avec deux dimensions, nous obtenons un problème à trois inconnues, deux contraintes principales non nulles et un angle pour les orienter.

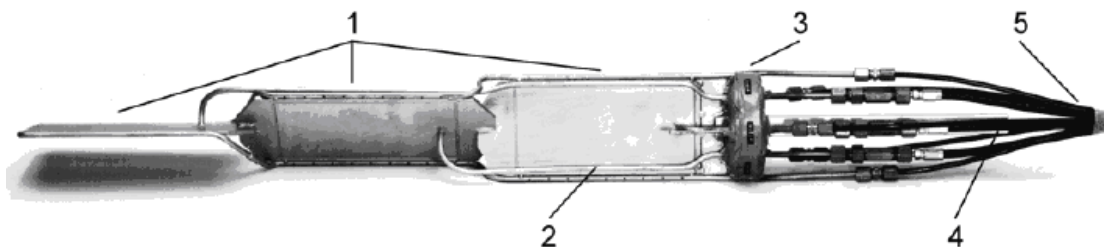


Figure 1.18 : Schéma de la machine vérin plat, 1. Vérins plats, 2. Conduite d'injection, 3. Cellules, 4. Raccordement carré de tiges, 5. Câbles de raccordement. [11]

Méthode de sur - carottage coaxial

Cette méthode est la plus utilisée dans le cas du relâchement.

Elle consiste à mesurer une contrainte en forage avec une sonde à jauges multiples bloquée dans un petit forage axial. On relâche complètement les contraintes par surcarottage.

Pour réaliser cette méthode on a besoin du front d'un forage de gros diamètre (entre 76 à 150 mm), un forage coaxial de petit diamètre (entre 40 à 76 mm) avec une longueur de 30 à 50 cm et un appareil de mesure de déplacements radiaux et axiaux.

La direction du forage est principale, par conséquent les équations dans le repère des directions principales sont simplifiées.

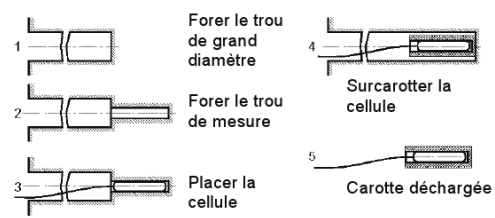


Figure 1.19 : Schéma de la méthode surcarottage coaxial. [11]

2. Déformabilités

Sous l'effet des sollicitations mécaniques : on a accès à des modules instantanés ou différés.

3 L'influence de l'eau

Le comportement d'un massif rocheux dépend de l'eau puisqu'il y a une phase liquide dans la roche ou dans le massif rocheux.

Nous pouvons retenir trois problèmes:

- Le volume élémentaire représentatif est inférieur à la dimension caractéristique des mesures.
- Le volume élémentaire représentatif est compris entre la dimension caractéristique des mesures et celle du problème.
- Le volume élémentaire représentatif est plus grand que la dimension caractéristique des mesures.

Le concept de base est la charge piézométrique

$$\phi = z + \frac{p}{\rho g} + \frac{v^2}{2g} \Rightarrow \text{ou } \frac{v^2}{2g} \approx 0$$

$$\phi = z + \frac{p}{\rho g}$$

La mesure des paramètres dépend de la présence d'un aquifère proche de la surface ou non.

Si l'aquifère est proche de la surface on applique l'hydrogéologie classique (niveau piézométrique). Si l'aquifère est plus profond sa caractérisation est très difficile, on doit alors reconnaître les formations géologiques et la synthèse géologique et tectonique. C'est dans ce dernier cas que nous nous trouvons avec le tunnel de Saint-Béat.

4- Les contraintes

Quand augmente la pression on doit compenser les contraintes. A partir de la loi suivante nous pouvons décrire les contraintes :

$$\sigma = \rho \cdot g \cdot H \quad \text{Quand } \rho \text{ varie}$$

$$\sigma_v = g \int_0^H \rho(H) d(H)$$

$$\text{Selon le coefficient de Poisson : } \Delta\sigma_H = \frac{\nu}{1-\nu} \Delta\sigma_v$$

Les contraintes dans les massifs rocheux et leur détermination sont très intéressantes puisque tous les problèmes dans notre massif sont en relation avec la distribution des contraintes. En plus ces contraintes dans les massifs rocheux tridimensionnels sont difficiles à définir.

Les méthodes de mesure des contraintes sont indirectes puisqu'il n'est pas possible d'évaluer directement les composantes (rupture, déformation,...). Les principales méthodes de mesure permettent d'évaluer :

- Relâchement des contraintes
- Rétablissement des contraintes après relâchement
- Fracturation hydraulique
- Réouverture de fissures préexistantes

1.2.2 Modèles du comportement des fractures

Pour bien connaître le comportement mécanique d'un massif rocheux on doit déterminer son degré de fracturation et la répartition des discontinuités dans l'espace (familles).

L'objectif principal d'une étude géométrique est la détermination et le regroupement des discontinuités par familles (avec la même orientation). On cherche également à savoir si les discontinuités structurent le massif rocheux en blocs ou non.

Dans le manuel de mécanique des roches on explique qu'on peut trouver différents types de structures des massifs rocheux. Dans la figure suivante nous pouvons observer les différences entre ces trois massifs.

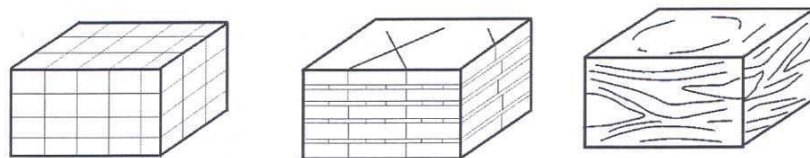


Figure 1.20 : Connaître le comportement mécanique d'un massif rocheux. [10]

Dans le premier massif (gauche) il y a trois familles de fractures tri-orthogonales et tous les plans de discontinuités sont continus.

La figure centrale est une représentation d'un massif rocheux sédimentaire avec une famille de stratification ou schistosité prépondérante. Les diaclases, moins continues, sont perpendiculaires à la stratification.

La dernière représentation est celle d'un massif rocheux avec un nombre élevé de discontinuités. L'étude est donc difficile.

Avant de continuer avec les méthodes analytiques qui permettent d'étudier le comportement mécanique des discontinuités, on va se concentrer sur les discontinuités qu'on trouve habituellement dans les différents types de roche :

Dans le massif rocheux sédimentaire la discontinuité la plus commune est le joint de stratification. Il est disposé en couches parallèles plus ou moins séparées. Initialement horizontal il peut être déformé par la suite.

Dans le massif rocheux métamorphique la discontinuité plus commune est le joint de schistosité ou de foliation. Cette discontinuité apparaît comme un assemblage de minces feuillets, plus ou moins individualisés. Le cas le plus extrême est les ardoises.

Le refroidissement des laves peut créer les joints de retrait qui sont les épanchées à la surface du sol. Par conséquent, les massifs rocheux magmatiques ont normalement des discontinuités avec des familles orthogonales deux à deux.

Pour réaliser la description analytique du comportement mécanique des discontinuités il existe deux essais :

- Chargement normal
- Cisaillement direct

Chargement normal

La réalisation de cet essai consiste à appliquer une contrainte normale σ_n au plan du joint, qui tend à se fermer.

Généralement, la relation entre la contrainte normale (σ_n) et le déplacement normal u_n n'est pas linéaire.

Pendant les premiers cycles de charge-décharge il y a une forte hystérésis qui dépend de l'ouverture initiale du joint.

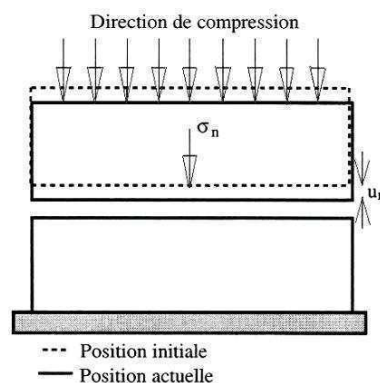


Figure 1.21 : Schéma de l'essai de chargement normal. [17]

Cet essai cylindrique montre que :

- La courbe de charge et la courbe de décharge se superposent après un certain temps.
- La fermeture du joint se stabilise à la fermeture maximale qui est une valeur limite V_{m_m} .
- V_m croît quand la résistance à la compression simple de la roche constituant les épontes du joint diminue (tout cela à rugosité équivalente).
- Après chaque déchargement se crée une fermeture normale permanente.

Cisaillement direct

Pendant tout l'essai les joints sont soumis à une contrainte normale σ_n (constante). Une contrainte de cisaillement s'exerce sur les joints au fur et à mesure du déplacement tangentiel u_s .

Avec cet essai on cherche à déterminer le déplacement relatif à vitesse constante.

La résistance au cisaillement sur les discontinuités est le paramètre le plus important dans les massifs rocheux durs et fracturés. Les influences essentielles sont celles expliquées antérieurement.

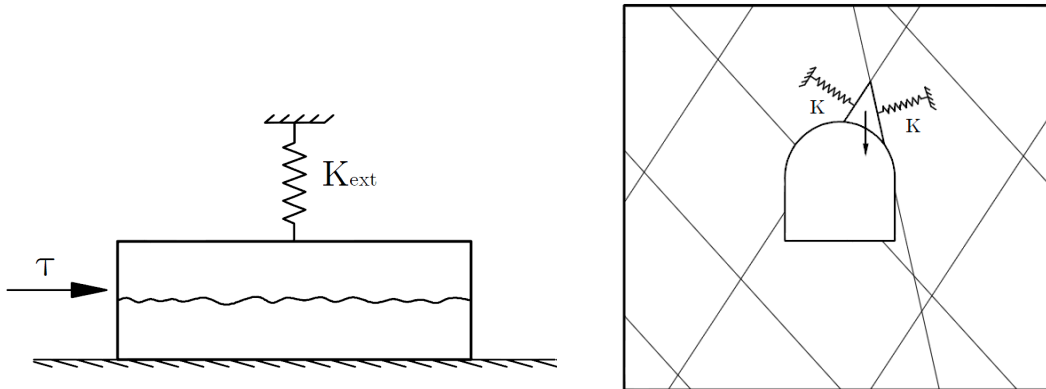


Figure 1.22 : Schéma de l'essai de cisaillement direct et l'application sur un cas particulier. [17]

L'essai fait *in situ* est le Tilt test (test d'inclinaison). Il y a deux modèles de cet essai.

- Avec blocs :

On détermine l'angle de frottement de la discontinuité (ϕ).

On doit prendre deux blocs de roche délimités par une surface de discontinuité commune.

Les deux blocs se superposent et se crée alors une discontinuité à étudier.

Les deux blocs s'inclinent jusqu'au moment où le bloc supérieur commence à glisser.

On peut alors calculer l'angle du plan de discontinuité par rapport à l'horizontale (α).

Cet essai doit se faire avec toutes les familles de discontinuités des massifs rocheux.

- Avec des échantillons cylindriques :

On détermine l'angle de frottement basique (ϕ_b).

On doit prendre trois sections du carottage et on les incline jusqu'à ce que le troisième échantillon glisse sur les deux autres. Nous obtenons alors l'angle (α).

Cet angle (α) définit l'angle de frottement basique de la discontinuité lisse (ϕ_b) du matériau.

Pour la résistance au cisaillement des joints rocheux il existe trois critères importants :

1. **Critère de Mohr Coulomb** → la rupture se produit quand le cercle est tangent à la courbe de Mohr.

$$\tau_p = C + \sigma_n \operatorname{tg}(\theta)$$

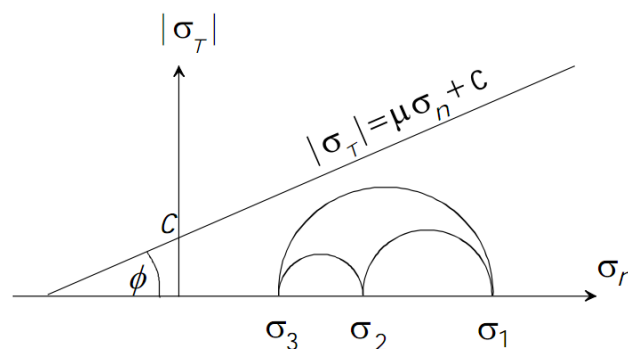


Figure 1.23 : Schéma du critère de Mohr-Coulomb. [10]

2. **Critère de Barton** → la résistance et le cisaillement dépendent de la rugosité.

$$\tau_p = \sigma_n \operatorname{tg}(\theta_b + K \cdot \log \frac{\sigma_c}{\sigma_n})$$

$$\tau_p = \sigma_n \operatorname{tg}(\theta_b + \operatorname{JRC} \cdot \log \frac{\operatorname{JCS}}{\sigma_s})$$

θ_b = Angle de frottement de base

JRC= coefficient de rugosité

JCS= résistance à la compression simple de la roche saine σ_c

3. **Critère bilinéaire (Patton)** → essais réalisés sur des échantillons taillés en dents de scie. On détermine l'influence de la résistance à la compression simple du matériau, l'inclinaison et le nombre des dents sur la résistance au cisaillement.

$$\begin{cases} \tau_p = \sigma_n \operatorname{tg}(\theta_\mu + i) \Rightarrow \text{si } \sigma_n < \sigma_T \\ \tau_p = C_a + \sigma_n \operatorname{tg}(\theta_r) \Rightarrow \text{si } \sigma_n \geq \sigma_T \end{cases}$$

i = angle de dilatance

C_a = cohésion apparente

σ_T = contrainte de transition

θ_μ = angle de frottement entre deux surfaces macroscopiquement lisses et planes

θ_r = le frottement résiduel

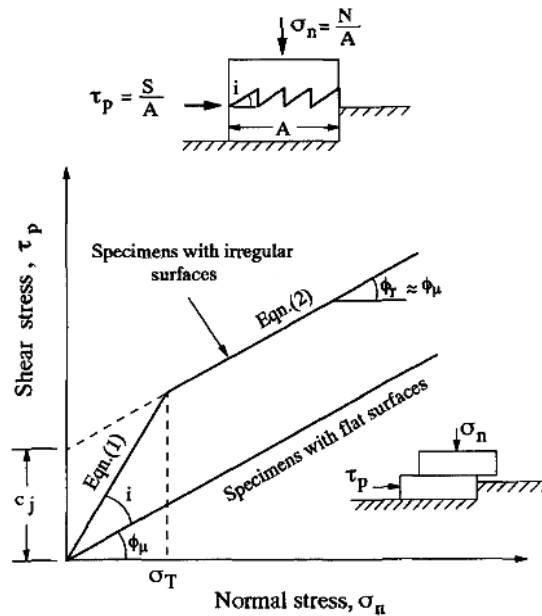


Figure 1.24 : Schéma du critère bilinéaire (Patton). [17]

Synthèse des fractures [20]

Dans cette partie je veux faire remarquer l'importance de la géostatistique, et les avantages qu'elle nous apporte dans un travail de géologie et de géomécanique, comme cela doit se faire par la réalisation des ouvrages de génie civil.

La première chose qu'on doit faire est de marquer la zone de travail, c'est-à-dire la zone dont on va étudier les failles. Sur la photo suivant a été marquée, par les géologues qui ont réalisé le travail, une ligne rouge : scan line. Il faut repérer chaque fracture de roche et son intersection avec cette ligne.



Figure 1.25 : Massif rocheux étudié. [20]

Après, avec les algorithmes on peut séparer par différents familles comme le montre la figure suivante :

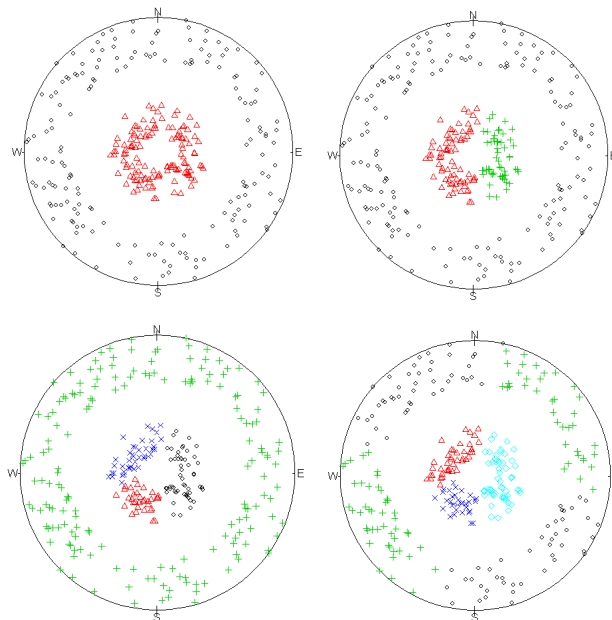


Figure 1.26 : Décomposition de plusieurs familles de failles. [20]

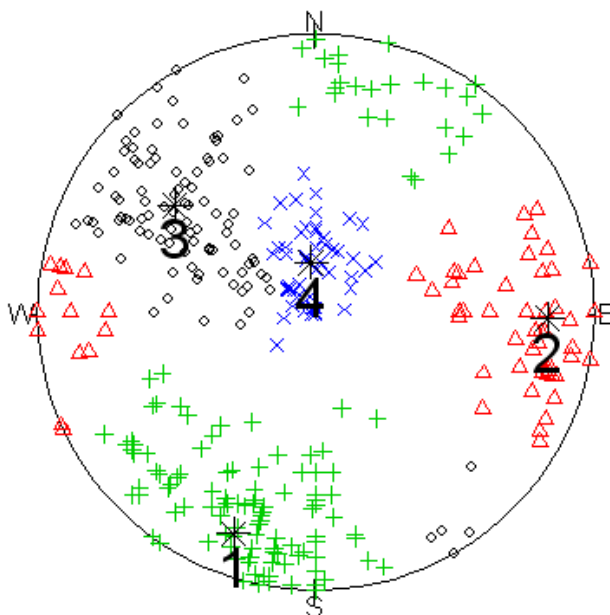


Figure 1.27 : Relevés généraux avec les différentes familles. [20]

À partir des familles déterminées antérieurement et grâce à la statique se peut réaliser différents histogrammes qui permettent une représentation de l’espacement des failles.

Le premier histogramme représente la fréquence d’espacement entre les discontinuités, et le deuxième histogramme représente la fréquence selon le nombre de fractures (par segments de 2m).

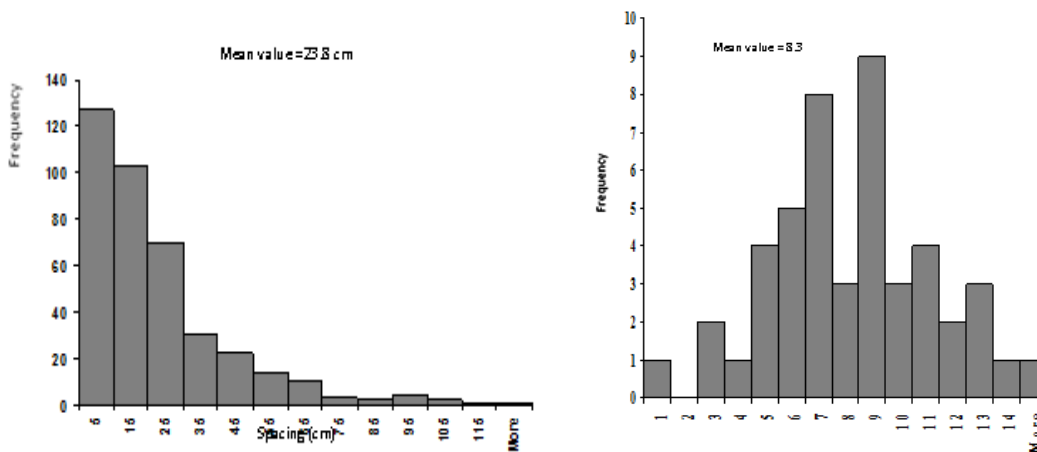


Figure 1.28 : Histogrammes obtenus avec les valeurs d’une famille particulière. [20]

Nous pouvons aussi réaliser les variogrammes par famille.

Un variogramme très linéaire, et presque pépétique témoigne qu’il n’y a pas de structure. Par contre, le variogramme très périodique de la figure 1.30 , pour la famille 2, indique qu’il y a une structure. On peut, et à mon avis on doit, en tenir compte dans les modèles numériques de génération de fractures.

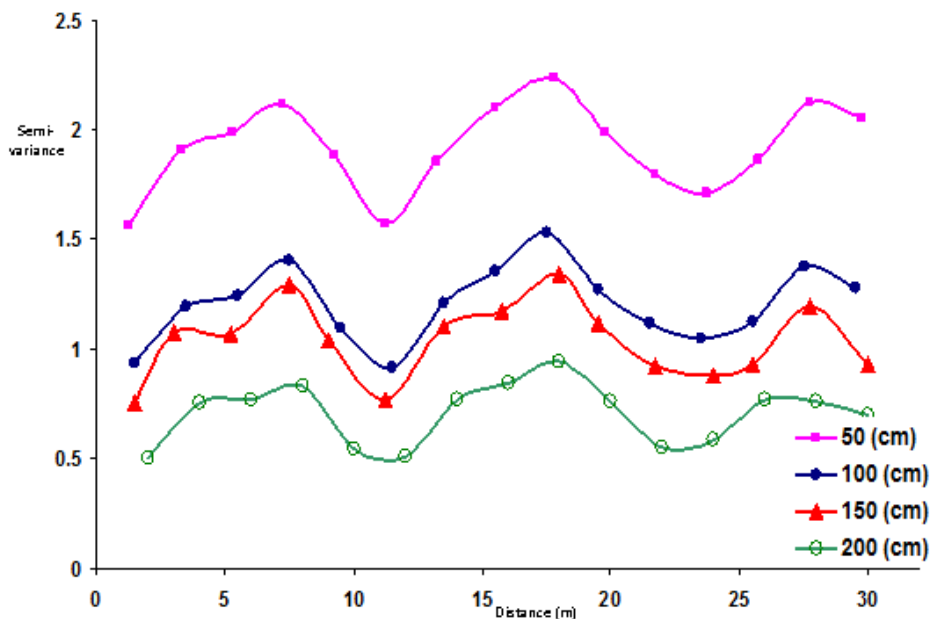


Figure 1.29 : Semi-variogramme de la densité des fractures par segments de 0.5m, 1m, 1.5m et 2m. [20]

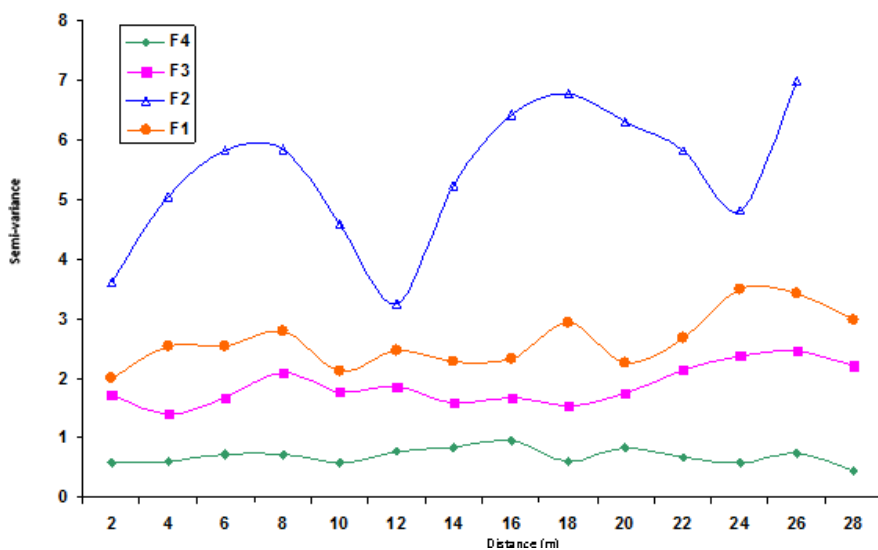


Figure 1.30 : Structure analyse des 4 familles avec 392 fractures mesurées. [20]

Sur l'Annexe 6 y a une petite explication sur la géostatistique.

2. Modélisation

2.1 Méthode par éléments finis

La méthode des éléments finis est une méthode numérique par approximation des solutions des équations aux dérivées partielles. Elle nous permet de résoudre les équations différentielles avec une géométrie compliquée.

La méthode des éléments finis permet d'obtenir une solution numérique approximative sur un corps, structure ou milieu continu qui est divisé en un nombre élevé de sous-domaine non inters sécants entre eux et qu'on appelle éléments finis.

Les calculs se réalisent sur une maille de points qu'on utilise comme base pour la discrétisation en éléments finis.

Le résultat schématique d'application des équations d'équilibre aux nœuds est le suivant :

$$(*) \mathbf{f} = \mathbf{K} \cdot \mathbf{u}$$

Où : \mathbf{f} = vecteur de force, \mathbf{K} = matrice de rigidité, \mathbf{u} un déplacement par exemple

La solution obtenue est approchée numériquement.

Il y a quatre étapes dans la description mathématique de la méthode pour développer un algorithme des éléments finis:

1. Le problème doit être développé de façon analytique.
2. Le domaine des variables indépendantes doit être résolu moyennant une partition en sous domaines.
3. On obtient la projection du problème original sur l'espace d'éléments finis grâce à la partition.
4. Le dernier pas est le calcul numérique de la solution du système d'équations.

La méthode des éléments finis est basée sur des techniques numériques. Elle est très importante pour l'analyse des contraintes et des déformations.

Cette analyse permet d'estimer les variations des contraintes, des efforts et des déplacements induits par les processus d'excavations dans un ouvrage.

Un point important de cette méthode est que nous pouvons inclure des informations géologiques dans l'analyse, et les prendre en compte dans les matrices de rigidité rendant compte des constantes mécaniques obtenues lors des essais en laboratoire comme décrit dans les chapitres précédents.

2.2 Méthode par éléments discrets

La méthode par éléments discrets est la simulation du comportement mécanique d'un milieu formé par un ensemble de particules dont les points de contact interagissent entre eux.

La disposition moyenne des particules peut être variable et aléatoire dans le contexte global.

La méthode générale de base sur l'analyse numérique et se définit à partir des propriétés suivantes :

1. Les particules sont les éléments discrets qui forment le système complexe avec les joints.
2. Les éléments discrets se déplacent de façon indépendante et interagissent uniquement dans les zones de contact.
3. Les éléments discrets sont considérés comme des éléments rigides et chaque particule respecte la mécanique du corps rigide. *(Il y a des possibilités de mailler par éléments finis des éléments discrets, mais je n'ai pas utilisé cette possibilité durant mon travail)*

Le modèle qui définit le comportement général du matériau dans les zones de contact est décrit par les éléments mécaniques suivants :

1. Ressort : Ils sont les responsables pour décrire la phase de comportement élastique. Ce comportement est décrit pour deux ressorts : le premier en direction de contact normal et le deuxième en direction tangentielle.
2. Pistons : Ils sont les responsables pour prendre en compte la viscosité sur le milieu pour lequel on va réaliser la simulation.
3. Élément de friction : Ils sont responsables pour décrire la décohésion et la ruine du matériau dans la zone de contact. En effet, quand il y a une rupture dans la zone de contact ces particules se « décrochent » du milieu.

Le milieu est un système de particules. Par conséquent, il est nécessaire d'utiliser l'équation de la quantité du mouvement :

$$f_i = m_i \cdot a_i = m_i \cdot \frac{dv_i}{dt} = \frac{d}{dt}(m_i \cdot a_i)$$

En supposant un système discret formé par n éléments discrets où chaque particule (i) a une masse (m_i), une vitesse (a_i) et une force (f_i).

En appliquant la deuxième loi de Newton et le principe de conservation de la masse

$$\left(\frac{dm_i}{dt} = 0 \right) :$$

$$R(t) = \sum_i f_i = \sum_i m_i \cdot a_i = \sum_i m_i \cdot \frac{dv_i}{dt} = \frac{d}{dt} \left(\sum_i m_i \cdot v_i \right)$$

D'après cette équation, les forces, les déplacements, les contraintes et les déformations sont déterminées au niveau de chaque contact dans les éléments discrets.

Pour une modélisation plus proche de la réalité nous avons besoin d'une description adaptée au cas par cas et qui prend en compte les caractéristiques qui définissent un joint : forme, taille, localisation, orientation et planéité (ces caractéristiques ont été présentées antérieurement dans la partie géologie structurale).

Les fractures jouent un rôle très important dans la mécanique des roches. Une bonne description et une analyse correcte sont donc très importantes pour un bon développement du calcul, puis de l'exécution de l'ouvrage.

Il y a deux types de blocs qui constituent le modèle :

- les blocs rigides
- les blocs déformables

Les déformations des roches intactes sont modélisées en discrétisant l'intérieur de chaque élément en triangles en 2D, ou tétraèdres en 3D.

2.3 Comparaison entre les éléments finis et éléments discrets

Les méthodes par éléments finis et par éléments discrets s'utilisent pour étudier la stabilité des massifs rocheux discontinus, en fixant des valeurs de contrainte ou de déformation aux limites.

Le principe de ces deux méthodes est le même : la résolution approchée et informatisée des équations différentielles régissant la stabilité du massif.

Un autre point très important est le niveau technique : les éléments discrets sont bien adaptés pour des mouvements des blocs proches de l'ouvrage, et des déformations proches des joints alors que les éléments finis sont utilisés pour les déformations globales du massif.

3. Tunnel

3.1 Etude de cas

Cette partie m'a permis d'appliquer les connaissances présentées dans les parties antérieures.

L'étude est consacrée au futur tunnel de Saint-Béat. En **annexe 7** on peut voir la modélisation par éléments finis du tunnel. J'ai utilisé l'information des différents rapports et l'étude de la zone ainsi que les connaissances et les caractéristiques que j'ai obtenues pendant la réalisation de ce projet.

3.1.1 Contexte des travaux du projet [13] [14] [15] [16]

La ville de Saint-Béat est située dans le département de la Haute-Garonne dans la région Midi-Pyrénées. La ville se trouve sur les rives du fleuve, accolée à la montagne et surplombée par des falaises.

Cette ville est traversée par la Route Nationale 125 qui est très fréquentée puisqu'elle est située à la frontière entre la France et l'Espagne.

Le tunnel va traverser le massif du Cap mont (rive gauche de la Garonne) et débouchera après avoir traversé le massif du Mont.

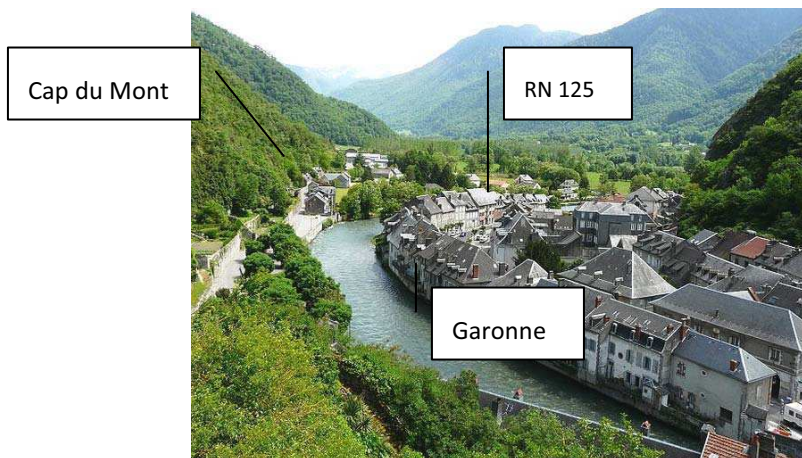


Figure 3.1 : Photo de Saint-Béat. [12]

Le problème principal est qu'actuellement il y a une forte circulation dans la petite ville de Saint-Béat. Pour cette raison et afin de diminuer la circulation il est nécessaire de construire ce tunnel.

La galerie du château est une ancienne carrière de marbre située juste à coté de Saint-Béat. Elle est très importante pour la réalisation de l'étude puisque le tunnel va passer au-dessus de la carrière.

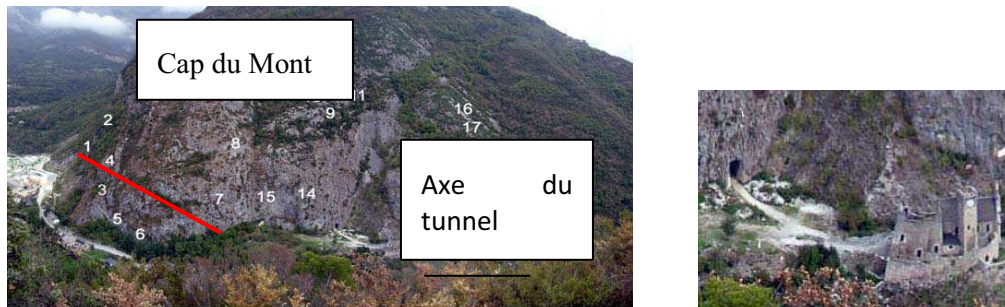


Figure 3.2 : Photo d'une perspective générale du futur tunnel et la situation concrète de la galerie du château. [13]

3.1.2 Contexte géologique [14]

La zone de Saint-Béat est une zone interne métamorphique, bien limitée par deux accidents crustaux sub-verticaux : au sud on trouve la Haute chaîne primaire et au Nord le massif pyrénéen de la Barousse. En **annexe 3** on peut voir les plans géologiques de la zone.

Les matériaux dominants dans cette zone sont de lithologie calcaire ou dolomitique (marbre) et coïncident avec une ligne de reliefs assez élevés, escarpés ou boisés (par exemple Cap du Mont (1207m)).

La structure des terrains secondaires se divise en trois phases tectoniques :

Phase 1 : Reconnaissable par une schistosité de flux et par des plis d'écoulement.

Phase 2 : Reconnaissable par une schistosité de fracture sub-verticale (située à l'origine des plis d'échelle kilométrique à axe verticale). Responsable de la formation de brèches tectoniques par fracturation et éclatement de roches compétentes.

Phase 3 : Reconnaissable par une schistosité de fracture sub-horizontale.

La zone interne métamorphique correspond à la zone de faille nord Pyrénéenne. Cette faille a été créée sur la frontière des plaques Europe-Ibérie au moment de la séparation d'Albien.

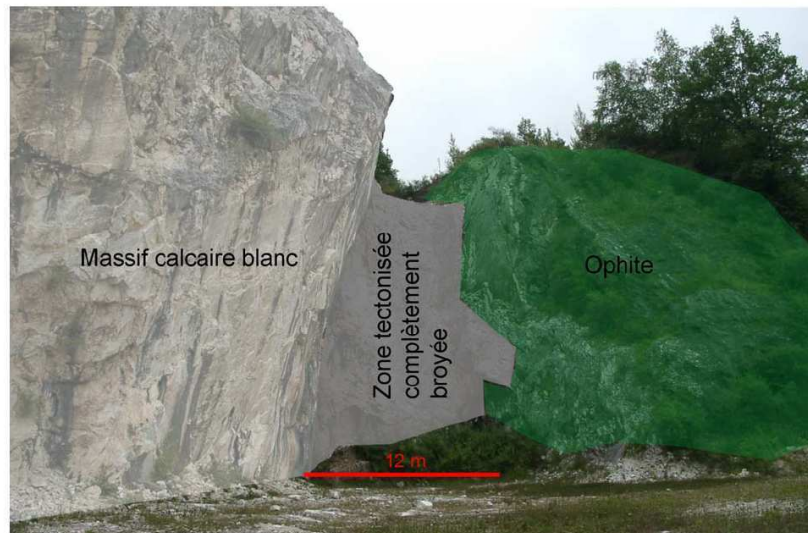


Figure 3.3 : Photo-interprétation du segment de la faille Nord Pyrénéenne. [16]

La partie hydrogéologique sur le massif est très importante puisque la circulation de l'eau provoque une pression supplémentaire. Dans le cas de Saint-Béat la circulation d'eau n'est pas très abondante mais il y a des écoulements temporaires importants dus aux fortes pluies.

La société OMG (Onyx Marbre et Granulats) a réalisé beaucoup d'études géotechniques in-situ et en laboratoire. En effet, elle a exploité le marbre de la zone et a publié ses travaux sur la carrière.

Il y a une galerie principale nommée « Galerie du château ». Dans cette zone il y a divers systèmes de failles et de diaclases qu'on doit étudier avec plus de précision.

Le marbre du gisement de Saint-Béat a une structure cristalline. La fracturation est rugueuse et les blocs sont bien engrainés entre eux.

L'étude de ces fractures est effectuée sur le Canevas de Wulff où nous pouvons découvrir les différentes familles de fractures.

À l'intérieur de ce massif il y a une fracturation intense mais dans les galeries actuelles il y a une bonne tenue des roches.

La brèche romaine exploitée à la sortie sud de Saint-Béat pourrait correspondre à la brèche de Baixas et le marbre blanc de Saint-Béat aux calcaires marbriers blancs exploités à Tautavel.

Ce massif se présente comme un anticlinal complexe. Les mesures de fracturation et de pendages actuelles confirment l'allure en « dôme » de ce massif.

En étudiant les fractures on observe principalement trois familles :

- Famille 1 : fractures voisines des plans de stratification. Peut être due à un simple jeu de glissement bancs à bancs.
- Famille 2 : fractures perpendiculaires aux précédentes. Dues au plissement.
- Famille 3 : l'observation est difficile mais on peut penser que cette phase de fracturation est postérieure au glissement.

Pour analyser les structures géologiques de la zone sur le Cap du Mont on utilise la photo-interprétation.

La première photo-interprétation nous montre les unités géologiques. On peut identifier les différentes formations grâce aux changements de végétation.

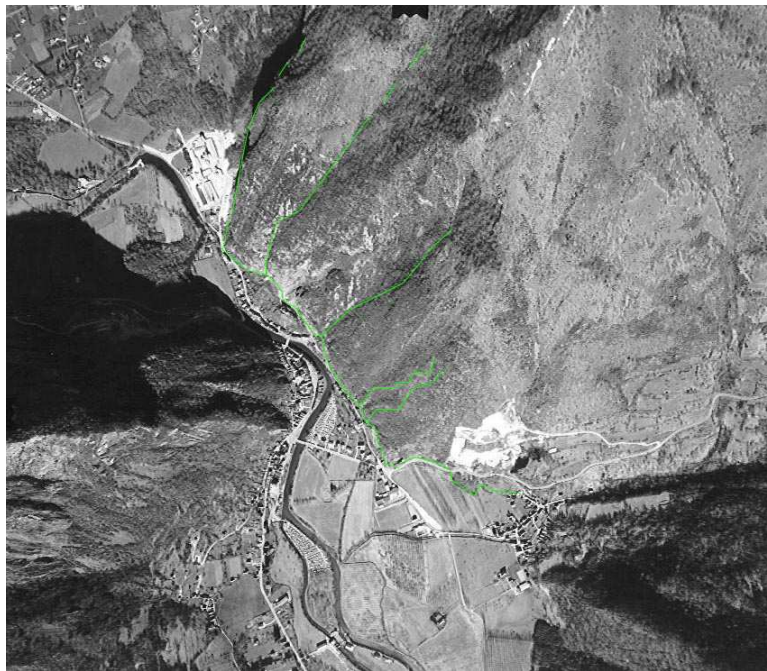


Figure 3.4 : Les unités géologiques. [14]

Sur la deuxième photo-interprétation on voit les failles principales qu'il y a dans la zone de Saint-Béat.

Les principales failles sont celles qui ont la même direction que la faille Nord-Pyrénéenne d'axe est-ouest.

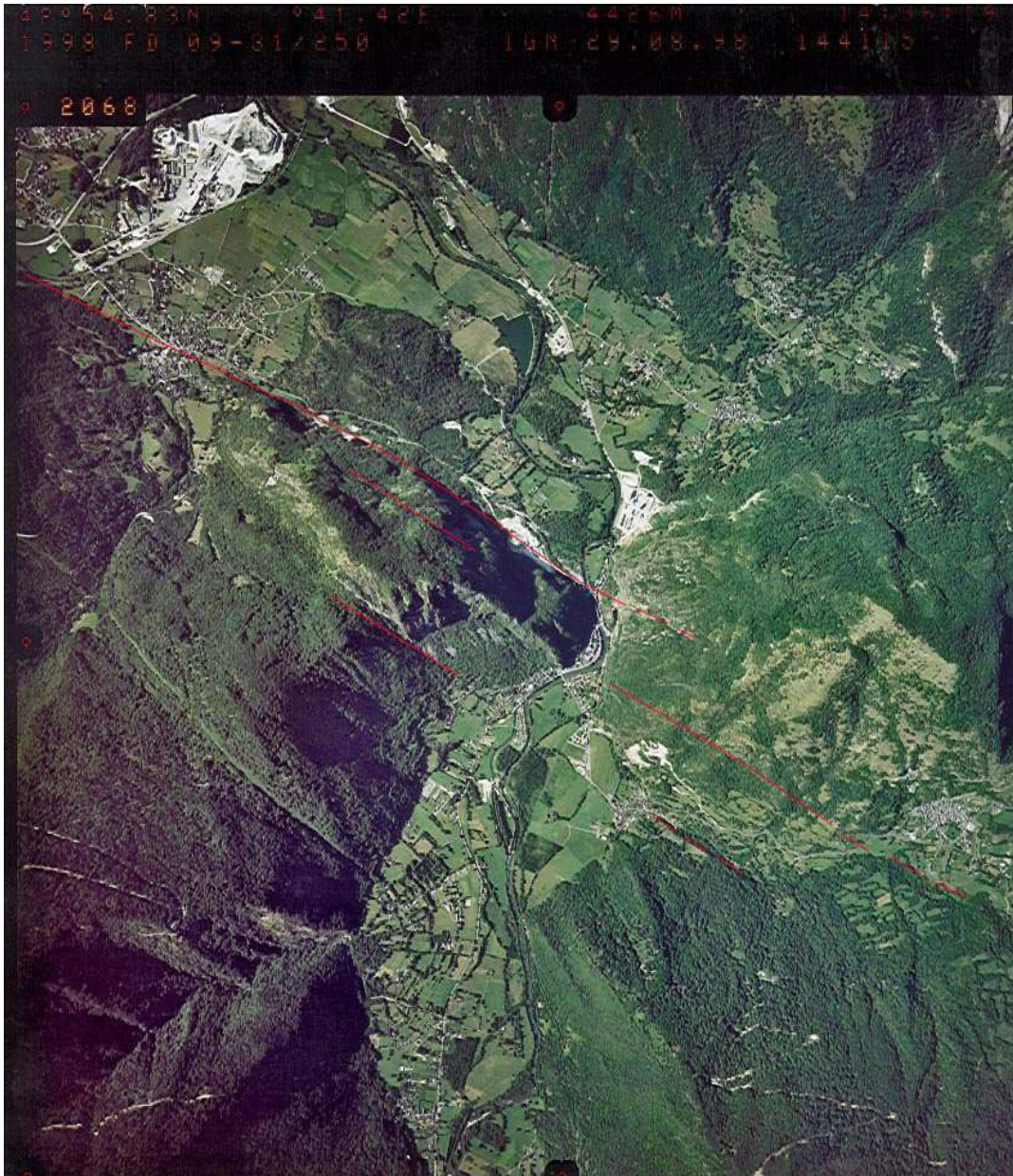


Figure 3.5 : Les failles principales. [14]

La troisième photo-interprétation représente la description des failles secondaires ou régionales. Celles-ci sont perpendiculaires aux failles principales (antérieurement décrites).

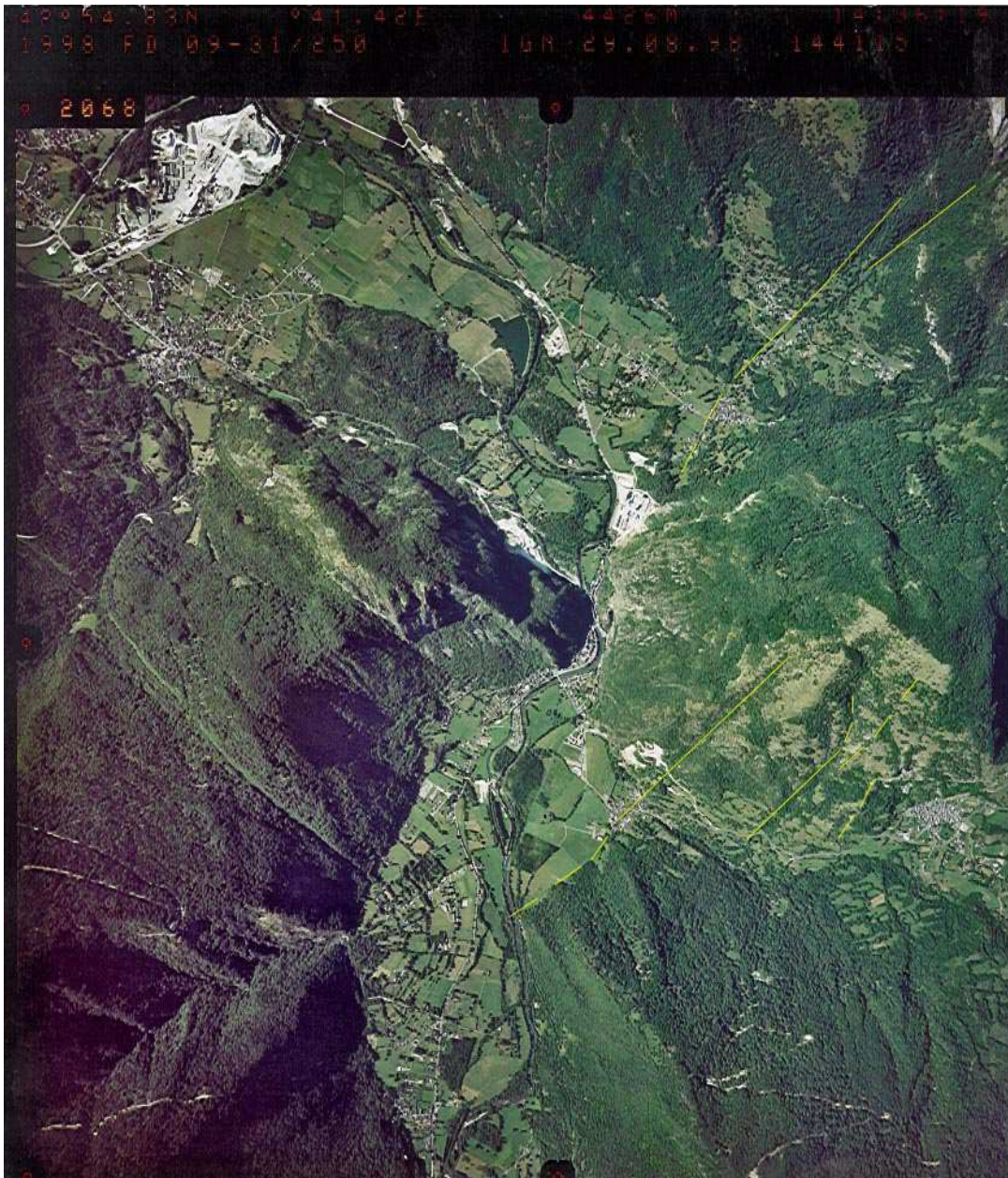


Figure 3.6 : Les failles secondaires. [14]

Ci-dessous on trouvera le schéma des quatre structures géologiques de la zone de Saint-Béat. (Les changements sont repérables par les changements de végétation)

- Deux cônes de déjections débouchant sur la vallée de Saint-Béat
- Deux failles principales parallèles à la faille Nord-Pyrénéenne
- Trois failles secondaires ou régionales perpendiculaires à la faille principale
- Des failles locales sur le flanc du Cap du Mont

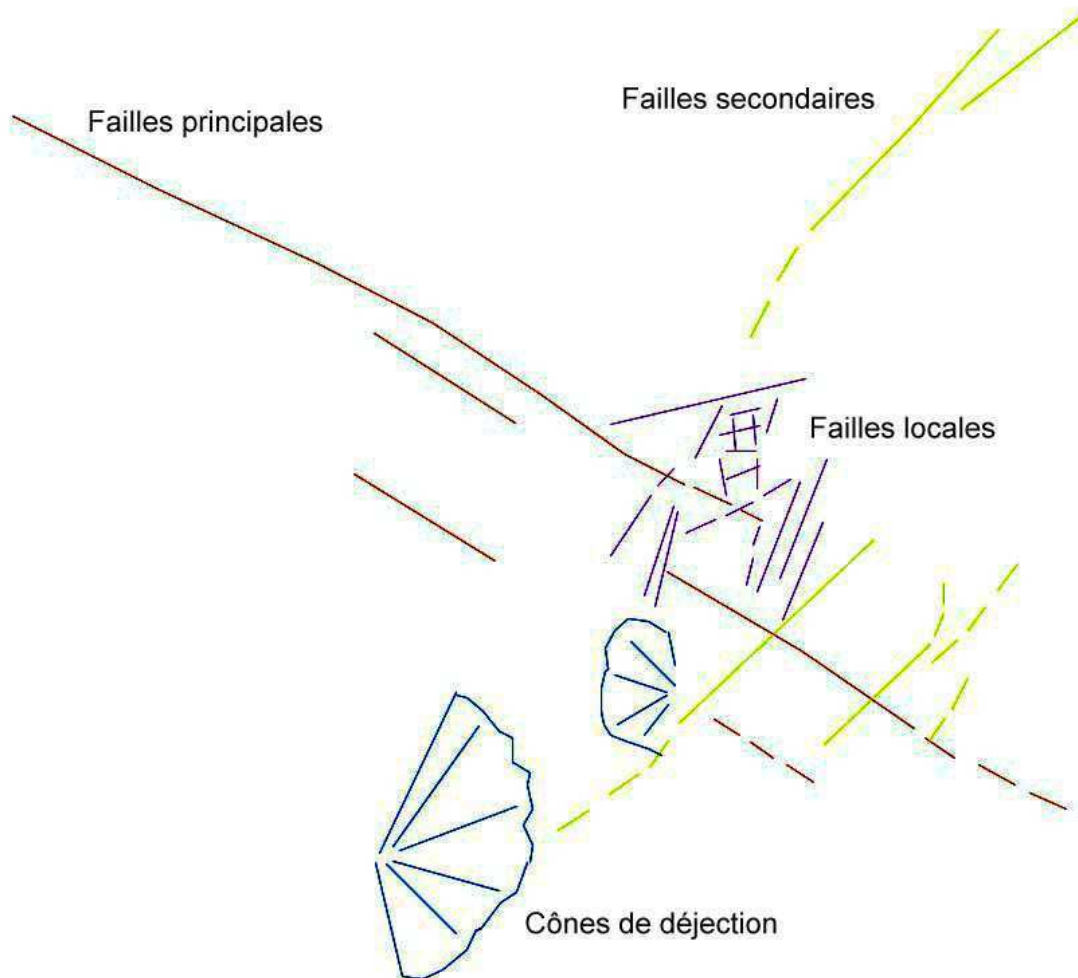


Figure 3.7 : Schéma des structures géologiques. [14]

A partir de la photo-interprétation nous pouvons décrire les différents matériaux qui existent dans la zone. La description de nord à sud est la suivante :

- **Marbre, calcaire marmoréen recristallisé, gris puis blanc :**
Il est situé dans les terrains mésozoïques orientés grossièrement est-ouest selon l'alignement des plissements pyrénéens.
- **Calcaire marmoréen gris à filons de calcite, ou gris rubané :**
Ils sont situés dans la deuxième moitié du tunnel à partir du cimetière. On peut bien observer les matériaux grâce aux différents sondages réalisés.

- **Brèche sombre, brèche de remplissage karstique et brèche marmoréenne blanche (brèche romaine) :**

Elle est située dans la zone de contact proche d'une faille est-ouest. Ces roches sont massives, à l'exception des brèches injectées d'ophite, et très altérées.

3.1.3 Expérimentation sur le matériau sain [17], [18]

Pour l'expérimentation sur le matériau sain y a quatre essais basiques :

1. Scléromètre ou marteau de Schmidt [18]
2. Essai de traction (brésilien)
3. Essai triaxial
4. Essai simple

1. Scléromètre ou marteau de Schmidt

Le scléromètre s'utilise pour estimer de forme approximative la résistance à la compression simple d'une roche.

Il contient un ressort intérieur et une pointe rétractile.

Le fonctionnement est facile, on doit mettre en pression la pointe du scléromètre à contre la surface de la matrice rocheuse que nous voulons examiner, et le scléromètre doit être orienté perpendiculairement à la matrice rocheuse.

Une fois que nous avons le marteau perpendiculaire à la surface, nous pouvons lancer le mécanisme du ressort.

En fonction de la résistance de la roche, le ressort enregistre plus ou moins de rebond et l'appareil enregistre cette valeur.

Pour obtenir une valeur adéquate nous devons réaliser 10 fois la mesure sur le même point. On doit écarter les 5 valeurs les plus basses et avec les autres valeurs on doit faire la moyenne.



Figure 3.8: Photo d'un marteau de Schmidt. [18]

La valeur de la moyenne obtenue se corrèle avec le graphique suivant.

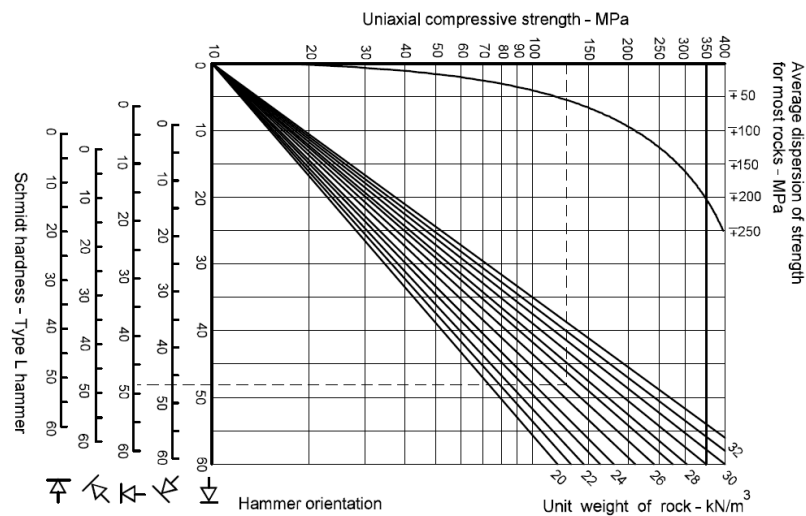


Figure 3.9: Calcul des JCS. [18]

2. Essai de traction

Le paramètre que nous obtenons est la résistance maximale de la roche à la traction, qu'on connaît grâce à l'essai brésilien. Cet essai se base sur la théorie de que la roche se fragmente par traction. Une application importante est la détermination de la quantité d'explosif qui sera nécessaire pour un ouvrage déterminé.

Il y a plus d'information sur ce point au paragraphe antérieur **1.2.1, (1.1)**.

3. Essai triaxial

Les paramètres obtenus sont : la cohésion basique, l'angle de friction basique et la valeur caractéristique pour chaque type de roche.

Les utilisations principales servent à déterminer la stabilité des excavations souterraines moyennant une critère de rupture.

L'application de cette méthode est présentée au paragraphe **1.2.1, (1.3)**.

4. Essai simple

Le paramètre obtenu pour cet essai est la résistance maximale à la compression de la roche.

Son utilisation est en général pour l'obtention de la qualité de la roche.

Au paragraphe **1.2.1, (1.2)**, il y a plus information sur cette méthode.

3.1.4 Expérimentations sur les fractures [19]

Les normes utilisées sur les essais des échantillons avec des discontinuités sont les suivantes :

- Norme XP P 94-424 : Roches en cisaillement direct selon une discontinuité de roche.
- Norme ASTM D5607-08 : Méthode standard pour réaliser des essais des cisaillements directs pour les éprouvettes de roche sous une force normale constante.

Les échantillons utilisés pour les essais sont obtenus à partir de carotte de sondages, la nature de la roche est un marbre blanc et l'origine des échantillons sont de la galerie du château du tunnel de Saint-Béat et, pour finir sur la caractérisation des échantillons, l'état hydrique de l'éprouvette est sec.



Figure 3.10: Carotte de sondage. [19]

La machine utilisée pour réaliser l'essai est la MST 816 Rock Teast System, elle se trouve au CETE-LRPC de Toulouse.

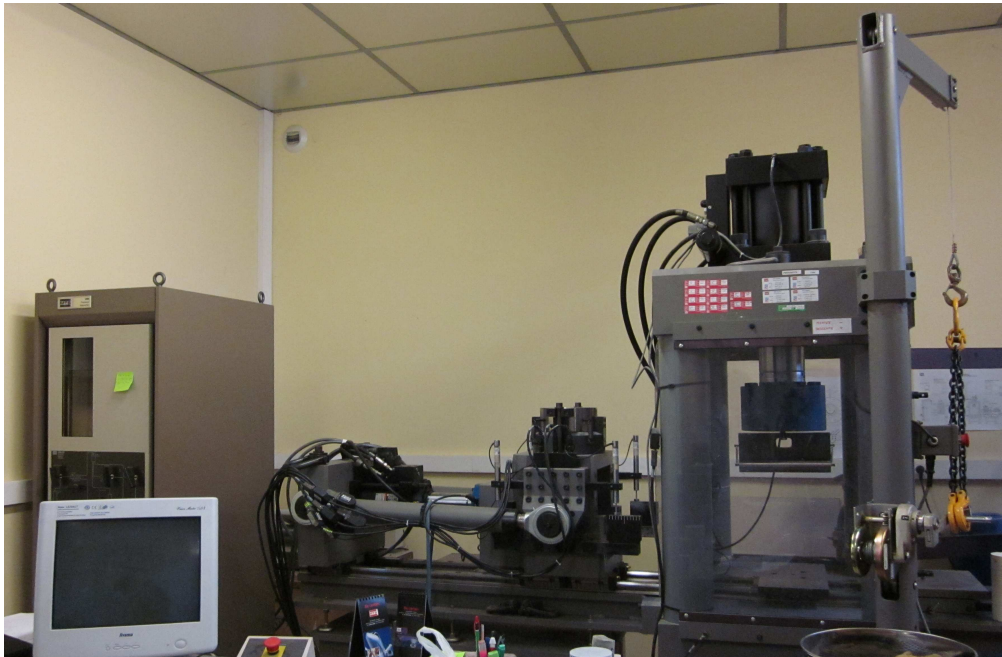


Figure 3.11 : Machine MST 816 Rock Teast System.

La préparation des échantillons se réalise par trois étapes :

1. Prise de l'échantillon (Carotte cylindrique de roche intacte)
2. Couper l'échantillon pour créer une discontinuité perpendiculaire à l'axe du sondage (Relevés des deux demi-échantillons, diamètres et hauteurs)
3. Prendre des photos de leurs surfaces.



Figure 3.12: La figure de la droite se veut l'échantillon en élévation, à la figure de la gauche se veut l'échantillon de dessus. [19]

Par réaliser la préparation de la boîte de cisaillement se divise en deux parts, les photos de chaque part sont dans l'**Annexe 4** et l'**Annexe 5**:

- La demi-boîte inférieure
- La demi-boîte supérieure

La demi-boîte inférieure :

1. Nettoyer la boîte (si nécessaire)
2. Poser de façon stable la demi-boîte sur le plancher et vérifier son horizontalité au niveau
3. Assurer l'étanchéité en plaçant de la pâte à modeler au niveau des joints intérieurs
4. Enduire de l'huile sur les parois internes
5. Placer le demi-échantillon inférieur au centre de la demi-boîte avec un système de pinces pour assujettir
6. Mélanger la poudre BETEC 840F avec l'eau pour obtenir un coulis homogène
7. Verser le coulis dans la demi-boîte
8. Reposer la demi-boîte, le coulis et le demi-échantillon, environ de 24 h. et enlever le dispositif de positionnement pas pinces
9. Positionnement au dessus de la demi-boîte une pièce en résine polyuréthane déjà percée d'un trou ajusté au demi-échantillon inférieur.

La demi-boîte supérieure :

1. Superposer la demi-boîte supérieure à la demi-boîte inférieure et vérifier l'alignement vertical entre les deux demi-boîtes
2. Associer les deux demi-boîtes par l'éclisse de liaison et les fixer par des boulons
3. Insérer de la pâte à modeler dans les espaces entre la pièce de résine et cette demi-boîte pour en assurer l'étanchéité à l'eau
4. Enduire d'huile les parois internes de la demi-boîte supérieure.
5. Ajuster le demi-échantillon supérieur au demi-échantillon inférieur jusqu'au contact.
6. Mélanger la poudre BETEC840F avec l'eau dans un malaxeur jusqu'à obtention d'un coulis homogène
7. Verser le béton frais dans la demi-boîte en frappant doucement par une petite truelle pour damer le béton et araser la surface supérieure

8. Après avoir laissé la boîte de cisaillement au repos environ 24 heures, enlever la pièce de résine entre les deux demi-boîtes

La réalisation de l'essai est la suivante, en l'Annexe 6 y a les photos pendant l'essai :

1. Mettre la boîte de cisaillement dans la machine d'essai, ôter les boulons de l'éclisse de liaison entre les deux demi-boîtes et les laisser libres l'une par rapport l'autre
2. Sélectionner les paramètres contrôlés lors de l'essai, choisir le pilotage en déplacement relatif tangentiel avec la valeur maximale de ± 7 mm
3. Réaliser 3 cycles de montée – descente de la demi-boîte supérieure en maintenant l'autre demi-boîte pour s'assurer que les deux épontes sont le plus possible en contact
4. Transmettre un effort vertical constant sur la boîte et créer un déplacement relatif tangentiel de la demi-boîte inférieure
5. Collecter des résultats de déplacement grâce aux 4 capteurs verticaux et 2 capteurs horizontaux et les résultats d'effort horizontal
6. Libérer la boîte de cisaillement, couper l'énergie
7. Associer les 2 demi-boîtes par l'éclisse de liaison, les fixer par des boulons et enlever les 2 demi-boîtes de la machine pour les déposer au sol
8. Vérifier l'état des épontes dans la boîte
9. Enlever les boulons de l'éclisse de liaison entre les 2 demi-boîtes et les laisser libres l'une par rapport à l'autre
10. Vérifier l'état des épontes et la surface de chaque éponte et prendre des photos de leurs surfaces
11. Libérer les massifs de béton dans les 2 demi-boîtes
12. Nettoyer la boîte

Les résultats que nous obtenons sur cet essai nous permettent d'obtenir les courbes comparatives, elles sont les suivantes :

La première courbe est de contrainte normale (en fonction du déplacement relatif normal)

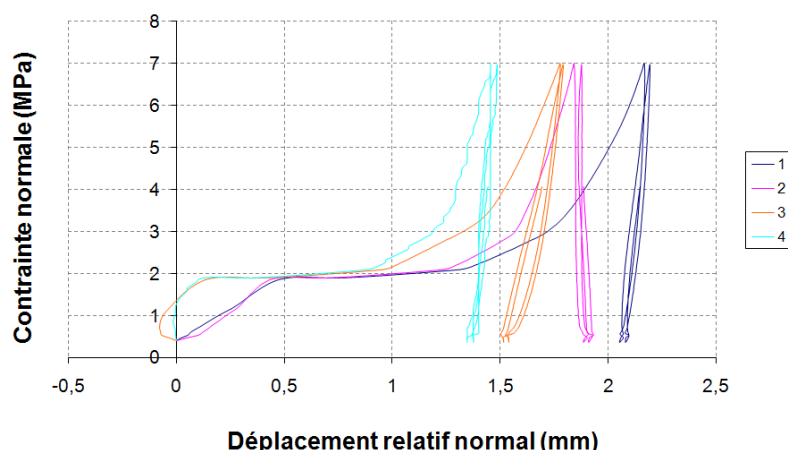


Figure 3.13: Courbe de contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal mesuré
 Ligne bleu foncé: Capteur LVDT 1 ; Ligne violette: Capteur LVDT 2 ;
 Ligne verte: Capteur LVDT3 ; Ligne bleu pale: Capteur LVDT4. [20]

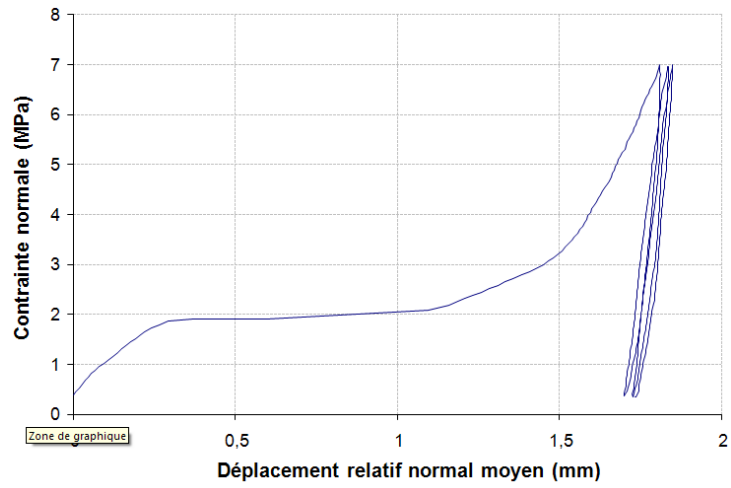


Figure 3.14 : Courbe de la contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal moyen. [20]

Références

- [1] <http://science.jrank.org/pages/47767/joints-jointing.html>
- [2] <http://www2.ulg.ac.be/geolsed/carto/carto.htm>
- [3] Massif rocheux : Homogénéisation et classification numérique. Michel Chalhoub, 2009.
- [4] Classification et méthodes usuelles de calcul. Apport de l'analyse d'images pour la détermination des paramètres déterminants. Jean-Christophe Noirot et Jérôme Treffort, 1995-1996
- [5] <http://upcommons.upc.edu/pfc/bitstream/2099.1/6215/1/00.pdf>
- [6] Ingenieria geológica : Luís I. González de Vallejo, 2004
- [7] [http://www.construmatica.com/construpedia/AP-_017_Resistance_a_Tracci%C3%B3n_Indirecta_\(Ensayo_Brasile%C3%B1o\)_Hormig%C3%B3n_Endurecido](http://www.construmatica.com/construpedia/AP-_017_Resistance_a_Tracci%C3%B3n_Indirecta_(Ensayo_Brasile%C3%B1o)_Hormig%C3%B3n_Endurecido)
- [8] http://www2.etcg.upc.edu/asg/engeol/pdf_files/4.4ensayo_txt.pdf
- [9] <http://www.ingenieracivil.com/2008/06/ensayo-triaxial.html>
- [10] http://www.lgit.univ-savoie.fr/PageHTML/hassani/lste3/hassani_lste3_TP2.pdf
- [11] http://docs.google.com/viewer?a=v&q=cache:Wlpx6cPBPVwJ:www.gif-ettlingen.de/franz/p/franz/Kap._13.pdf+Evaluation+de+la+deformability+de+la+roche+par+la+m%C3%A9thode+du+v%C3%A9rin+plat,&hl=es&pid=bl&srcid=ADGEESgp1thHzyWPex85Sm51eycQyw3BcgXxnjFdqh1mNBBUIGA78YINJo-AxpKxKAT1uw7e_P-jeKq7PXMxhNvUT6L709ZncsC7MfUoeexvGr6Fpoi5-hDSGuK8KncQSDWg_5h0GhBg&sig=AHIEtbSvc82iZ3C9ZnfZQGY0Bpd9SENIBQ
- [12] <http://fr.wikipedia.org/wiki/Saint-B%C3%A9at>
- [13] Caractérisation expérimentale et in-situ de la matrice et des discontinuités rocheuses : cas du tunnel de Saint-Béat, JNGGI'2006 Lyon, Dider Virely, Jérôme Guittard et Mauriel Gasc-Barbier.

- [14] Route Nationale 125 Tunnel de Saint-Béat, partie I - Géologie générale.
- [15] Reconnaissance mise en œuvre pour le creusement du tunnel de St Béat (31), Guittard, J., Souvignet S., Gasc-Barbier M., Virely D.

- [16] Analyse de l'aléa sismique au tunnel de Saint-Béat, RN125. Octobre 2006. Etienne Bertrand, Jean-Louis Pérez.

- [17] Étude du comportement d'un milieu rocheux fracturé : Application à la réalisation du tunnel de Saint-Béat. 2010 . Hoang Nhan

- [18] APUNTS DEL CURS : ENGINYERIA I MORFOLOGIA DEL TERRENY. David Parcerissa.

- [19] Marbre de Saint-Béat : Essai de cisaillement direct d'une discontinuité. 2010. Tran Hang.

- [20] Combination of the geostatistical analysis and the geo-structural clustering method to generate a 3D stochastic model of fractured rock masses. 2008. Vinches M., Rafiee A.

- [21] <http://web.mst.edu/~rogersda/umrcourses/ge341/Rock%20Mass%20Rating.pdf>

Tableaux des figures:

Figure 1.1 : Schéma d'une diaclase.	5
Figure 1.2 : Schéma basique des différents parts d'une faille.	6
Figure 1.3 : Schéma d'une faille normale.	6
Figure 1.4 : Schéma d'une faille inverse.	6
Figure 1.5 : Schéma de failles de décrochement, la faille située à la gauche est dextre, et la faille située au droit est senestre.	6
Figure 1.6 : Mesures de l'orientation du plan de discontinuité.	7
Figure 1.7 : Déplacement du terrain.	9
Figure 1.8 : Définition d'une portée active.	10
Figure 1.9 : Relation entre la portée active et le temps de stabilité pour différentes catégories de roches.	10
Figure 1.10 : Modèle de l'essai brésilien.	16
Figure 1.11 : Modèle d'essai compression simple.	17
Figure 1.12 : Modèle d'un essai compression triaxiale.	17
Figure 1.13 : Essai triaxial.	18
Figure 1.14 Schéma d'une cellule triaxiale.	18
Figure 1.15 Contrôleur GDS pression/volume.	19
Figure 1.16 : Différents types de capteurs.	20

Figure 1.17 : Capteurs de déplacement longitudinal et circonférentiel montrés sur l'éprouvette.	20
Figure 1.18 : Schéma de la machine vérin du plat, 1. Vérins du plat, 2. Conduite d'injection, 3. Cellules, 4. Raccordement carré de tiges, 5. Câbles de raccordement.	21
Figure 1.19 : Schéma de la méthode surcarottage coaxial.	22
Figure 1.20 : Connaître le comportement mécanique d'un massif rocheux.	24
Figure 1.21 : Schéma de l'essai de chargement normal.	25
Figure 1.22 : Schéma du l'essai de cisaillement directe et l'application sur un cas.	26
Figure 1.23 : Schéma du critère de Mohr-Coulomb.	27
Figure 1.24 : Schéma du critère bilinéaire (Patton).	28
Figure 1.25 : Massif rocheux étudié.	29
Figure 1.26 : Familles de failles.	29
Figure 1.27 : Générale avec les différentes familles.	30
Figure 1.28 : Histogrammes obtenus avec les valeurs des différentes familles.	30
Figure 1.29 : Semi-variogramme de la densité des fractures par segments de 0.5m, 1m, 1.5m et 2m.	31
Figure 1 .30 : Structure analyse des 4 familles avec 392 fractures mesurées.	31
Figure 3.1 : Photo de Saint-Béat.	35
Figure 3.2 : Photo d'une perspective générale du futur tunnel et la situation concrète de la galerie du château.	36
Figure 3.3 : Photo-interprétation du segment de la faille Nord-Pyrénéen.	37

Figure 3.4 : Les unités géologiques.	38
Figure 3.5 : Les failles principales.	39
Figure 3.6 : Les failles secondaires.	40
Figure 3.7 : Schéma des structures géologiques..	41
Figure 3.8: Photo d'un marteau de Schmidt.	42
Figure 3.9: Calcul des JCS.	43
Figure 3.10: Carotte de sondage.	44
Figure 3.11 : Machine MST 816 Rock Teast System.	44
Figure 3.12: La figure de la droite se veux l'échantillon en élévation, à la figure de la gauche se veux l'échantillon de dessus.	45
Figure 3.13: Courbe de contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal mesuré Ligne bleu foncé: Capteur LVDT 1 ; Ligne violette: Capteur LVDT 2 ; Ligne verte: Capteur LVDT3 ; Ligne bleu pale: Capteur LVDT4.	46
Figure 3 .14 : Courbe de la contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal moyen..	47
Tableau 1 : Classification Rock Quality Designation.	11

Annexe 1: Classification de Terzaghi

Terzaghi affirme « *Même si des programmes de calcul peuvent donner des valeurs plus correctes vis-à-vis de situations précises, ils ne donnent que des valeurs peu pratiques pour un pré-dimensionnement, au vu de l'incertitude des conditions de roches voisines à l'excavation* »

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 fluant à profondeur modérée	1.1 à 2.1 (B+H _t)	Grande pression latérale Cintres circulaires recommandés
Roche fluant 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

On se doit de remarquer que cette classification n'est pas valable pour les tunnels de section rectangulaire et supportés par des cintres.

Terzaghi avait déjà proposé en 1943 une estimation analytique de la pression interne pour surestimer la résistance nécessaire du soutènement :

$$2B_1 = 2[B_0 + L \tan(45 - \phi/2)]$$

Où :

B_0 : largeur de l'excavation

L : hauteur de l'excavation

ϕ : angle de frottement interne

$$\sigma_v = \frac{\gamma B_1}{\tan \phi} (1 - e^{-\tan \phi H / B_1})$$

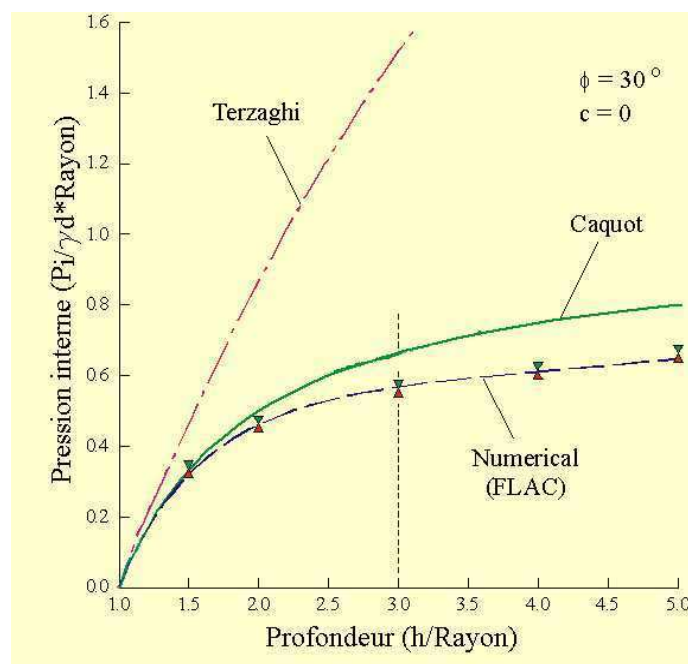
Où:

H : profondeur

γ : poids volumique du sol

σ_v : pression de soutènement

Cette expression analytique est valable pour des tunnels à faible profondeur, mais devient très vite conservatrice à plus grande profondeur. Terzaghi proposa la classification présente qui tient compte d'une plus grande zone plastique dans le massif et diminue fortement la pression de soutènement nécessaire. Sur la figure suivante on peut observer le dimensionnement proposé pour différents auteurs et celui proposé pour Terzaghi.



Comparaison entre Terzaghi et d'autres méthodes

Annexe 2 : Table Rock Mass Rating System (après Bieniawski 1989) [21]

Table 4.4: Rock Mass Rating System (After Bieniawski, 1989).

A. CLASSIFICATION PARAMETERS AND THEIR RATINGS								
Parameter		Range of values						
1	Strength of intact rock material	Point load strength index	>10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	For this low range - uniaxial compressive test is preferred	
		Uniaxial comp. strength	>250 MPa	100-250 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5-25 MPa	1-5 MPa
	Rating	15	12	7	4	2	1	0
2	Drill core Quality RQD		90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	< 25%	
	Rating		20	17	13	8	3	
3	Spacing of discontinuities		> 2 m	0.6-2 m	200-600 mm	60-200 mm	< 60 mm	
	Rating		20	15	10	8	5	
4	Condition of discontinuities (See E)		Very rough surfaces Not continuous No separation Unweathered wall rock	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Slightly weathered walls	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Highly weathered walls	Slickensided surfaces or Gouge < 5 mm thick or Separation 1-5 mm Continuous	Soft gouge >5 mm thick or Separation > 5 mm Continuous	
	Rating		30	25	20	10	0	
5	Ground water	Inflow per 10 m tunnel length (lit/m)	None	< 10	10-25	25-125	> 125	
		Joint water pres./ (Major principal σ) General conditions	0	< 0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	> 0.5	
	Rating		15	10	7	4	0	
	Rating		15	10	7	4	0	
B. RATING ADJUSTMENT FOR DISCONTINUITY ORIENTATIONS (See F)								
Strike and dip orientations		Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very Unfavourable		
Ratings	Tunnels & mines	0	-2	-5	-10	-12		
	Foundations	0	-2	-7	-15	-25		
	Slopes	0	-5	-25	-50			
C. ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RATINGS								
Rating	100 ← 81		80 ← 61	60 ← 41	40 ← 21	< 21		
Class number	I		II	III	IV	V		
Description	Very good rock		Good rock	Fair rock	Poor rock	Very poor rock		
D. MEANING OF ROCK CLASSES								
Class number	I		II	III	IV	V		
Average stand-up time	20 yrs for 15 m span		1 year for 10 m span	1 week for 5 m span	10 hrs for 2.5 m span	30 min for 1 m span		
Cohesion of rock mass (kPa)	> 400		300-400	200-300	100-200	< 100		
Friction angle of rock mass (deg)	> 45		35-45	25-35	15-25	< 15		
E. GUIDELINES FOR CLASSIFICATION OF DISCONTINUITY conditions								
Discontinuity length (persistence)	< 1 m		1-3 m	3-10 m	10-20 m	> 20 m		
Rating	6		4	2	1	0		
Separation (aperture)	None		< 0.1 mm	0.1-1.0 mm	1-5 mm	> 5 mm		
Rating	6		5	4	1	0		
Roughness	Very rough		Rough	Slightly rough	Smooth	Slickensided		
Rating	6		5	3	1	0		
Infilling (gouge)	None		Hard filling < 5 mm	Hard filling > 5 mm	Soft filling < 5 mm	Soft filling > 5 mm		
Rating	6		4	2	2	0		
Weathering	Unweathered		Slightly weathered	Moderately weathered	Highly weathered	Decomposed		
Rating	6		5	3	1	0		
F. EFFECT OF DISCONTINUITY STRIKE AND DIP ORIENTATION IN TUNNELLING**								
Strike perpendicular to tunnel axis				Strike parallel to tunnel axis				
Drive with dip-Dip 45-90°		Drive with dip-Dip 30-45°		Dip 45-90°		Dip 30-45°		
Very favourable		Favourable		Very favourable		Fair		
Drive against dip-Dip 45-90°		Drive against dip-Dip 20-45°		Dip 0-20-irrespective of strike°				
Fair		Unfavourable		Fair				

*Some conditions are mutually exclusive. For example, if infilling is present, the roughness of the surface will be overshadowed by the influence of the gouge. In such cases use A.4 directly.

**Modified after Wickham et al. (1972).

Table 4.5: Guidelines for excavation and support of 10 m span rock tunnels in accordance with the *RMR* system (After Bieniawski, 1989).

Rock mass class	Excavation	Rock bolts (20 mm diameter, fully grouted)	Shotcrete	Steel sets
I – Very good rock <i>RMR</i> : 81-100	Full face, 3 m advance	Generally no support required except spot bolting		
II – Good rock <i>RMR</i> : 61-80	Full face , 1-1.5 m advance. Complete support 20 m from face	Locally, bolts in crown 3 m long, spaced 2.5 m with occasional wire mesh	50 mm in crown where required	None
III – Fair rock <i>RMR</i> : 41-60	Top heading and bench 1.5-3 m advance in top heading. Commence support after each blast. Complete support 10 m from face	Systematic bolts 4 m long, spaced 1.5-2 m in crown and walls with wire mesh in crown	50-100 mm in crown and 30 mm in sides	None
IV – Poor rock <i>RMR</i> : 21-40	Top heading and bench 1.0-1.5 m advance in top heading. Install support concurrently with excavation, 10 m from face	Systematic bolts 4-5 m long, spaced 1-1.5 m in crown and walls with wire mesh	100-150 mm in crown and 100 mm in sides	Light to medium ribs spaced 1.5 m where required
V – Very poor rock <i>RMR</i> : < 20	Multiple drifts 0.5-1.5 m advance in top heading. Install support concurrently with excavation. Shotcrete as soon as possible after blasting	Systematic bolts 5-6 m long, spaced 1-1.5 m in crown and walls with wire mesh. Bolt invert	150-200 mm in crown, 150 mm in sides, and 50 mm on face	Medium to heavy ribs spaced 0.75 m with steel lagging and forepoling if required. Close in- vert

Annexe 3 : Schéma géologique de la zone de Saint-Béat.

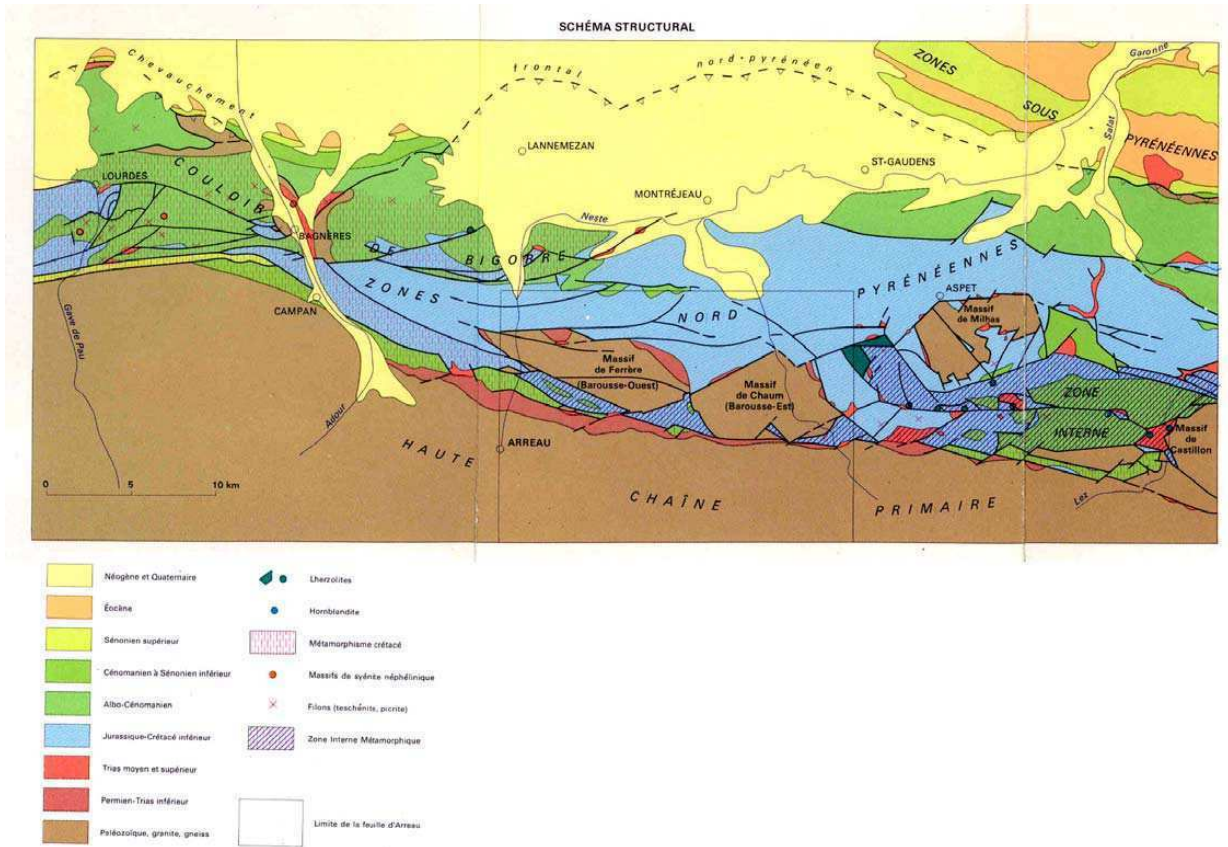
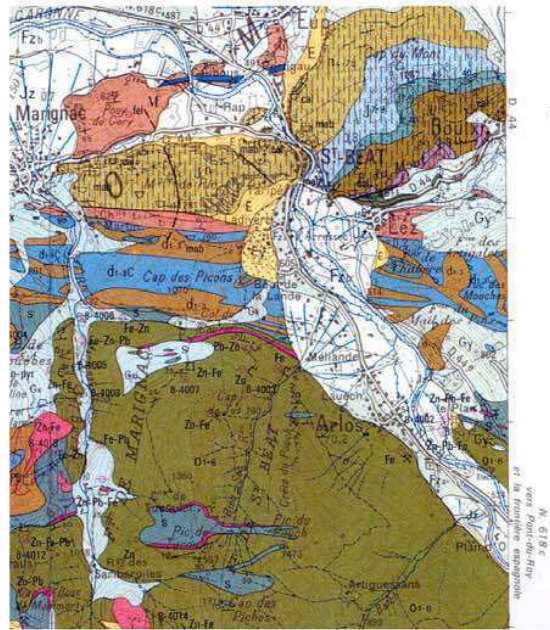


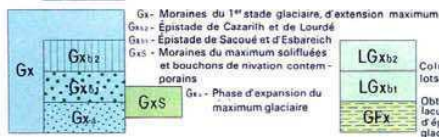
Schéma structurale des Pyrénées, Zone métamorphique. [14]



TERRAINS QUATÉRIENNAIRES

Formations de versants

- E** Éboulis actuels ou très récents
- Formations fluviatiles et formations associées**
- Fz** Cônes de déjection post-glaciaires et tardi-glaciaires
- Fy** Cônes de déjection contemporains du 2^{ème} stade glaciaire
- Fz0** Basse terrasse inondable post-glaciaire
- Fz1** Basse terrasse tardi-glaciaire non inondable
- Fy** Formations fluvio-glaciaires et formations fluviatiles récentes indifférenciées
- Fu** Terrasse ancienne d'Hèches et de Lèchan, lambeaux alluviaux du plateau de Pailhac
- CFu** Colluvions du talus de la terrasse d'Hèches
- Ft** Alluvions anciennes très altérées du Nistos
- CFt** Colluvions épaisses des talus du Nistos
- FK** Alluvions fines de colmatage des dépressions karstiques
- Formations glaciaires et formations associées**
- Gz** Arcs et cordons morainiques
- Gy** Placages minces ou erratiques abondants
- Gx** Sens d'écoulement des eaux proglaciaires
- Gz** Moraines tardiglaciaires
- Gy** Moraines du 2^{ème} stade glaciaire



TERRAINS SÉDIMENTAIRES ANTÉ-QUATÉRIENNAIRES (suite)

- U1-2** Trias inférieur
Poudingue quartzeux, grès, argilites
- r3** Permien supérieur
Brèches stratifiées rougeâtres
- r2** Permien moyen
Brèches rouges à gros éléments
- r1** Permien inférieur
Conglomérats, grès, pêtes gris-vert
- h1-3** « Namurien »
h1 - Shales, calcaires, brèches à éléments calcaires
h2 - Calcaires
h3 - Viséen supérieur à Namurien p. p. : « Calcaires d'Ardengost »
h2b-e - Viséen moyen à supérieur : schistes
1 - poudingues
h2a - Viséen inférieur
Calcaires à zones siliceuses
h1b - Tournaisien moyen à supérieur
Lydiennes, jaspes et schistes noirs à nodules et niveaux phosphatés
- dch1a** Dévonien supérieur (Givétien à Famannien) et base du Carbonifère (Tournaisien inférieur)
Calcaires zoogènes, calcaires « griottes »
- dc3** Dévonien inférieur à moyen (Géminien à Eifelien)
schistes
- dc2** Calcaires, calcschistes
- s** Silurien
Schistes noirs, carbonés, pyriteux
- O3-6** O3-4 - OrdoVICIEN indifférencié : schistes
O3-5 - OrdoVICIEN moyen à supérieur : schistes argilo-silteux et grès
O2 - Dolomies
O1 - Quartzites blancs
O1-2 - OrdoVICIEN inférieur (Cambrien p. p.) : schistes gris
- Br** Brèche mylonitisée à éléments paléozoïques

TERRAINS MÉTAMORPHIQUES

TERRAINS MÉSOZOÏQUES ANTÉCÉNO-MANIENS MÉTAMORPHIQUES

- h2F** Albien supérieur
Flysch ardaisier
- Jn** Dogger à Albien inférieur indifférenciés
Calcaires marmoréens
- Jn1** Barrémien-Aptien-Albien inférieur
Calcaires marmoréens indifférenciés
- Jn2** Calcaires marmoréens de l'Albo-Aptien
- Jn3** Calcaires marmoréens du Barrémien
- Jn4** « cornéennes » de l'Albo-Aptien
- nx** « cornéennes » du Bédoulien
- nx** Néocène : quartzites
- Dogger - Malm**
D - Dolomies et calcaires marmoréens indifférenciés
J1 - Dolomies et calcaires marmoréens du Kimméridgien et du Portlandien
J2 - Calcaires marmoréens noirs du Kimméridgien
J3 - Dolomies et calcaires marmoréens du Dogger et de l'Oxfordien
- h1K1** Lias moyen et supérieur - Aalénien
« Cornéennes » indifférenciées
- h1** Lias inférieur
Calcaires marmoréens

Annexe 4 : Photos sur la préparation des échantillons [20]

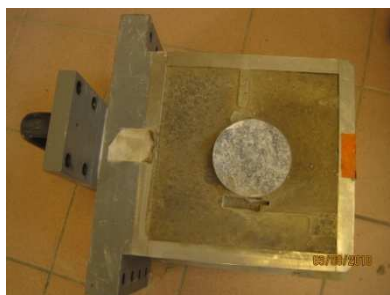
1. Demi boîte inférieure



2. Demi boîte inférieure avec l'échantillon positionat



3. Coulis dans la demi-boite



4. Demi-boite avec l'échantillon inférieur et le coulis sans les pinces



5. Pièce de résine



6. Pièce de résine après l'ajustement



Figure 7. Les demi-boites fixées



8. La demi-boite supérieure avec l'échantillon et le coulis sec

Annexe 5 : Essai

1. Capteur déplacements horizontaux 2. Capteur déplacements verticaux



3. État des épontes après l'essai



5. Après l'essai et la "libération" des demi-boîtes 6. Éponte inférieure après l'essai



7. Éponte supérieure après l'essai

Annexe 6: Géostatistique

La géostatistique a été inventée par Georges Matheron en 1962.

Les champs d'application sont très variés, comme par exemple, l'évaluation de ressources naturelles ou l'évaluation de la pollution.

La géostatistique est comme la statistique classique mais prend en compte la dépendance entre les observations lorsque celles-ci sont situées dans l'espace ou dans le temps.

La variable régionalisée se définit à partir des phénomènes qui s'étendent dans l'espace et y présentent une organisation ou structure.

Mathématiquement, une variable régionalisée est une fonction $z(x)$ donnant la valeur au point x d'une caractéristique z du phénomène naturel étudié.

Le propre des méthodes géostatistiques sera de définir des outils synthétiques qui permettent de résumer les principales caractéristiques de la régionalisation.

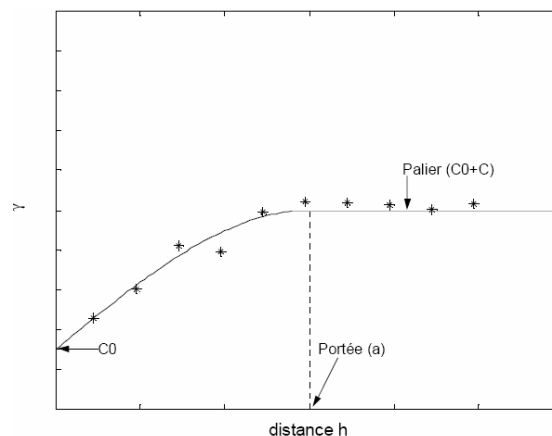
Le variogramme d'une fonction aléatoire intrinsèque est ainsi défini par la relation suivante :

$$\gamma(h) = \frac{1}{2} \text{var}[Z(x+h) - Z(x)]$$

Si $Z(x)$ est stationnaire d'ordre deux sa fonction de covariance existe et est liée au variogramme par la relation suivante :

$$\gamma(h) = C(0) - C(h)$$

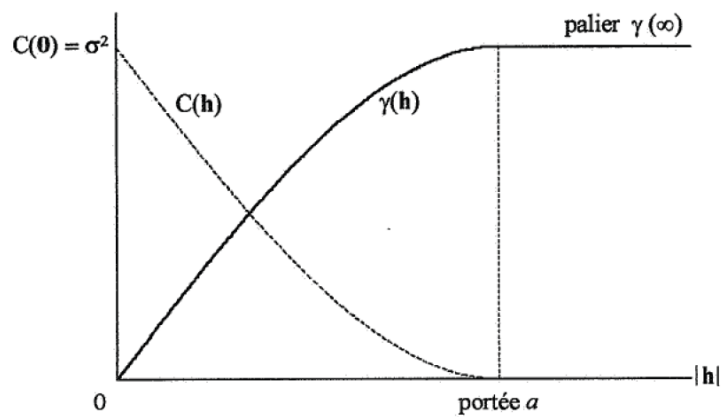
Le graphe du variogramme comme ci-dessous présente généralement le comportement suivant, assez général en pratique minière:



Variogrammes expérimental et théorique

1. Il passe par l'origine quand $\gamma(0) = 0$ et $\gamma(h)$ croît à partir de $h=0$.
2. L'examen du comportement est très important car celui-ci donne une description synthétique de la structure du phénomène étudié.
3. $\gamma(\infty)$ s'appelle **palier**, c'est une valeur limite à partir d'une distance **a (portée)**.

La portée correspond à la notion de zone d'influence d'une valeur : au-delà de $|h|=a$, le variogramme est constant et égal à son palier $\gamma(\infty)$, et les variables $Z(x)$ et $Z(x+h)$ sont indépendantes. Ces variogrammes s'appellent aussi modèles de transition.



Modèle de transition

Annexe 7

Dans cette annexe je vais présenter les différentes étapes sur la modélisation du tunnel de Saint-Béat avec ANSYS.

Premièrement j'ai eu à définir les paramètres des différents matériaux.

Il y a quatre types différents de matériaux :

1. Béton armé :

$$E= 30\ 000\ \text{MPa}$$

$$\nu= 0,23$$

$$\rho= 2\ 500\ \text{kg/m}^3$$

2. Béton projeté :

$$E= 10\ 000\ \text{MPa}$$

$$\nu= 0,25$$

$$\rho= 2\ 300\ \text{kg/m}^3$$

3. Marbre :

$$E= 67\ 000\ \text{MPa}$$

$$\nu= 0,28$$

$$\rho= 2\ 700\ \text{kg/m}^3$$

4. Brèche :

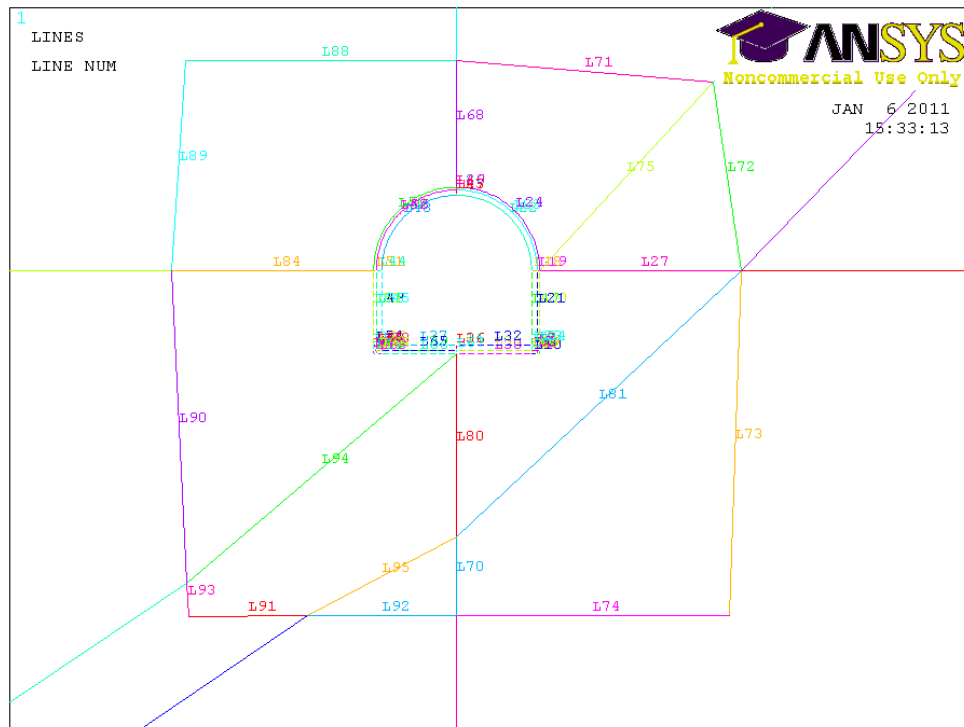
$$E=60\ 300\ \text{MPa}$$

$$\nu= 0,25$$

$$\rho= 2\ 430\ \text{kg/m}^3$$

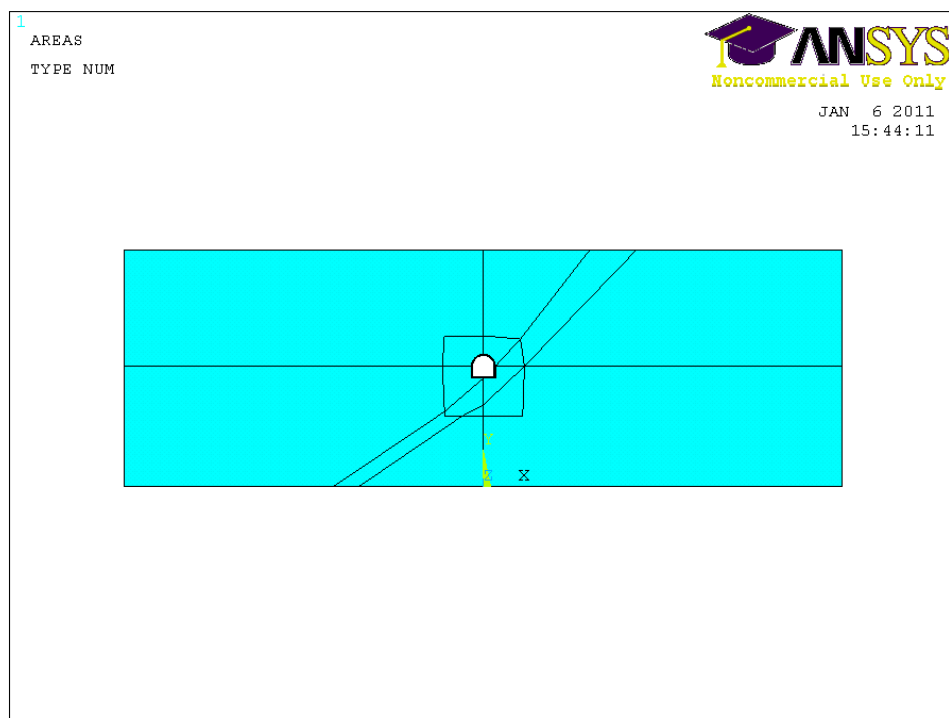
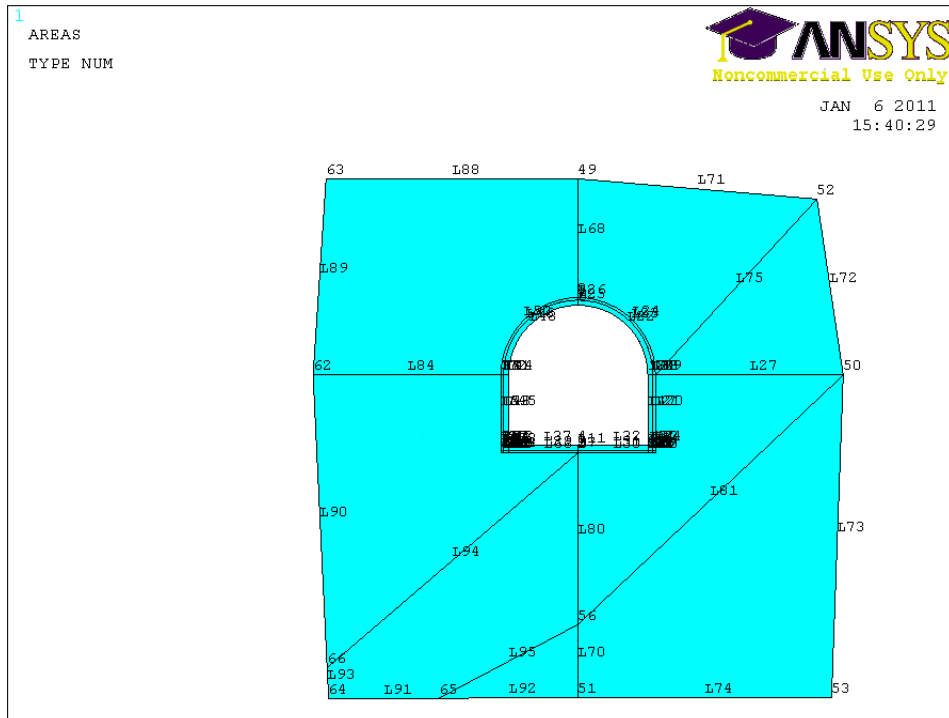
Après j'ai eu à définir tous les points avec leurs coordonnées, un total de 54 points pour définir la surface du tunnel avec les deux bétons différents et la « trace » de la brèche, sur la section transversale du tunnel.

Le dessin de la brèche avec les points est le suivant :



Une fois que j'ai tous les points bien définis, je dois créer maillage sur le périmètre du tunnel avec l'option de division des lignes et après je peux réaliser les différents surfaces, au total 37.

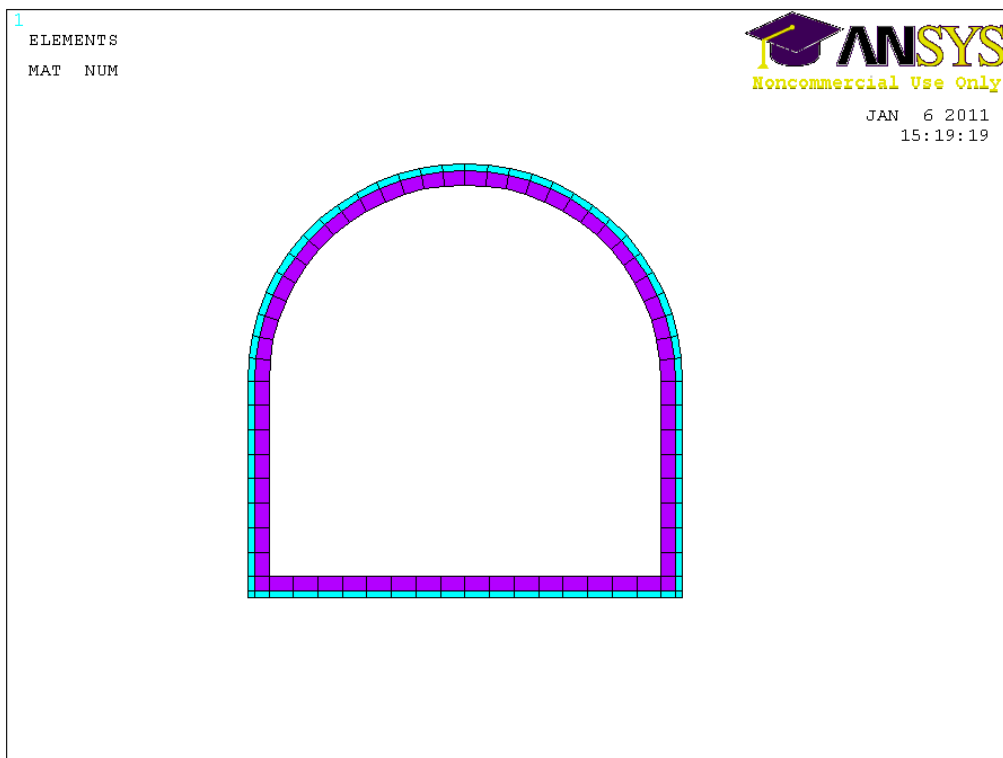
La première image est la mise en place des aires à proximité immédiate du tunnel et la deuxième image est la surface de tout le massif rocheux pris en compte dans le modèle, avec la brèche et le tunnel. On prend dans ce cas, comme dimension du modèle, environ 5 diamètres autour du tunnel.



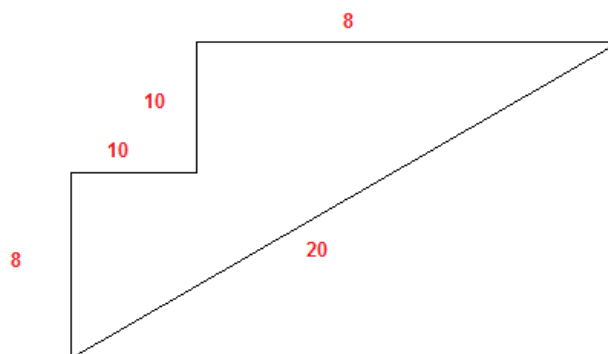
La part la plus importante de la modélisation avec les éléments finis est la création du maillage, qui doit être régulier pour obtenir un résultat mathématiquement correct. S'il présente des irrégularités fortes, les résultats produits peuvent être discutables.

Primièrement j'ai fait le maillage du béton projeté et après le maillage du béton armé, la part difficile est la réalisation du maillage de l'arc du tunnel.

Le couleur turquoise est le béton projeté et la couleur violette est le béton armé.

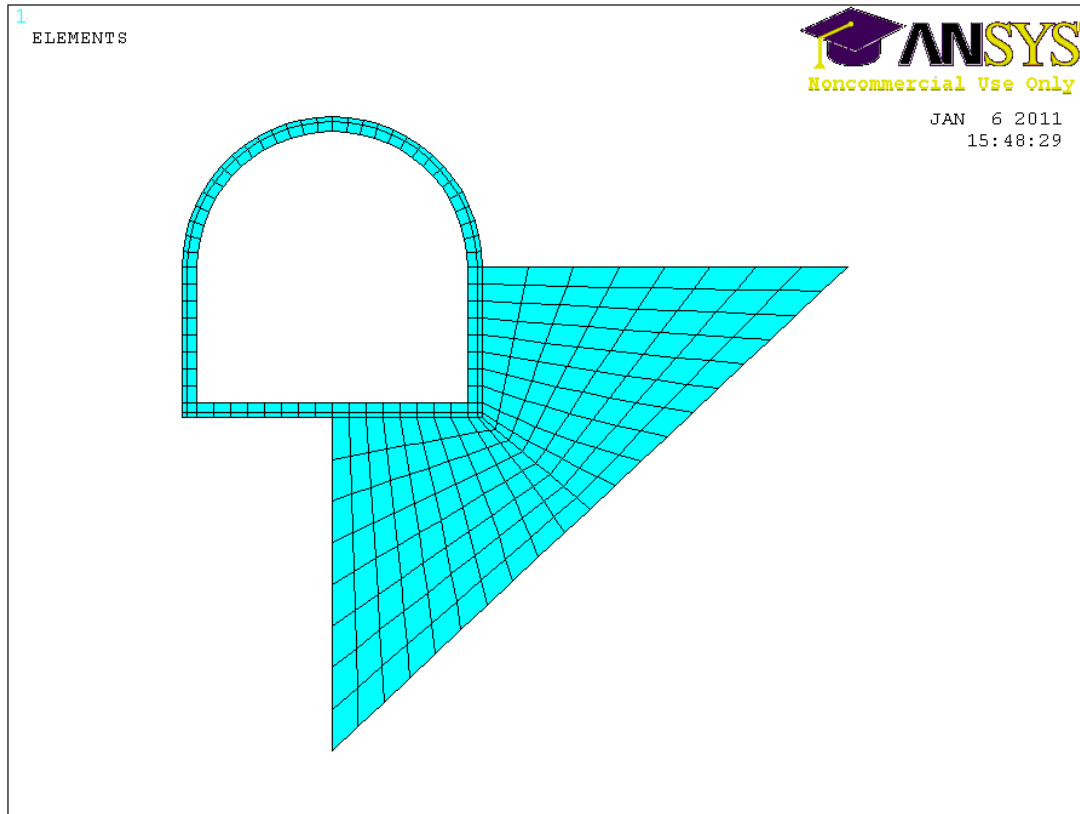


Pour faire le maillage régulier les surfaces doivent être de quatre côtés, quand j'ai une surface avec cinq côtés, je dois utiliser le système de « concatenation », dont un exemple est donné ci-dessous.

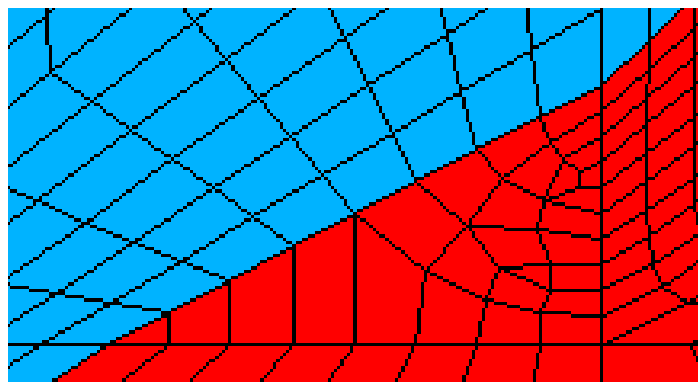


Les nombres de cette image sont les divisions réalisées pour obtenir un maillage régulier : pour les côtés de 10 divisions, j'ai fait la « concatenation » qui a pour résultat de ne considérer qu'un seul côté. De ce fait, il y a le même nombre de divisions sur les côtés opposés.

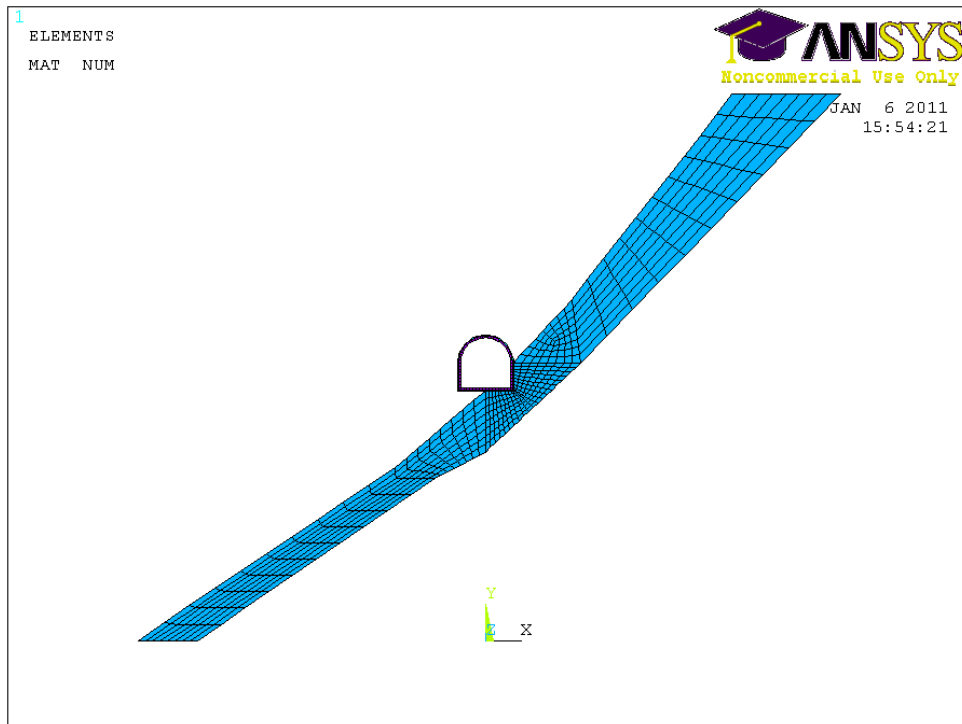
Le maillage définitif est le suivant :



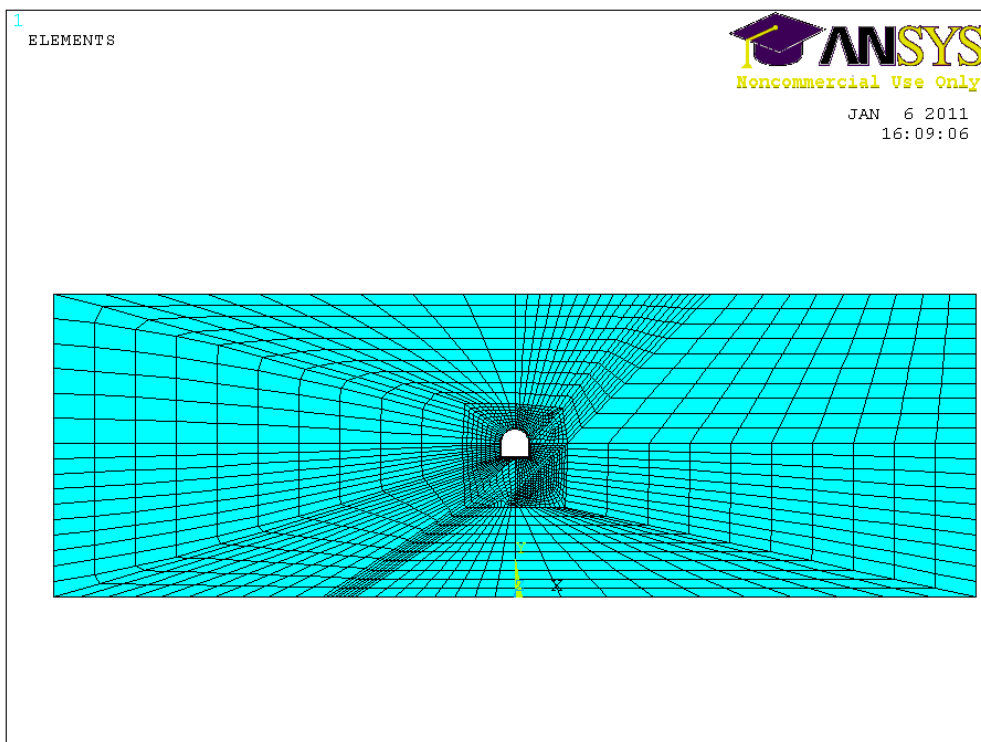
Le problème principal pour le maillage régulier est quand il y a une surface triangulaire. Elle ne peut être mailée avec des quadrangles. Cette surface étant relativement éloignée du tunnel, on obtient un maillage quasi régulier, en triangles ou quadrangles, comme indiqué ci-dessous.



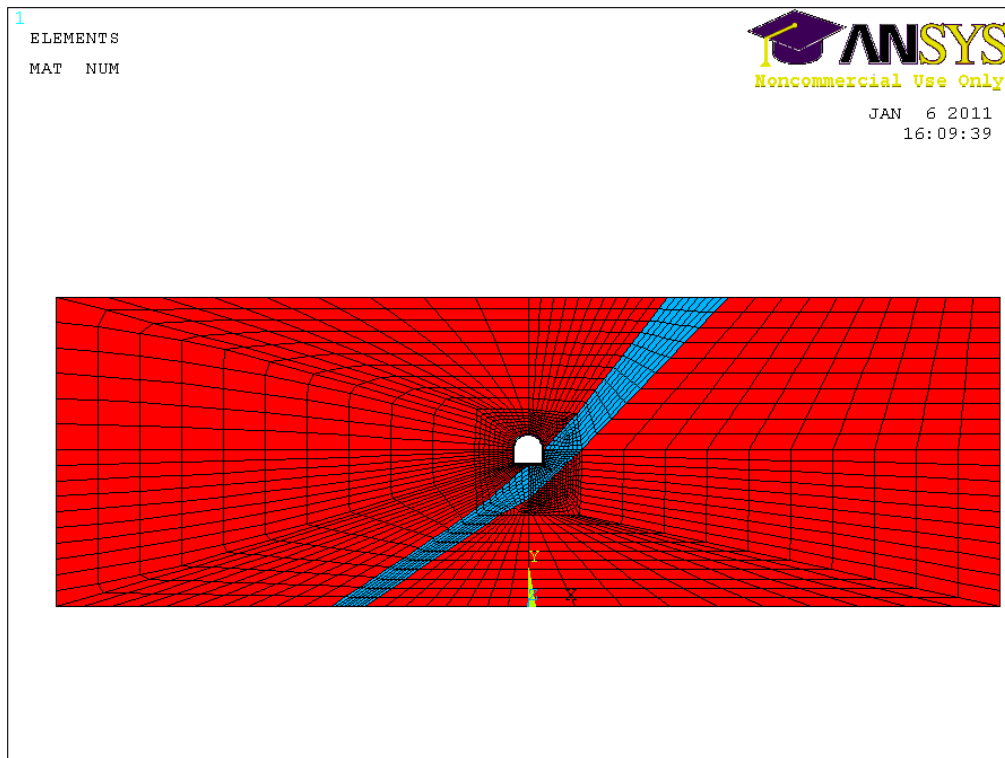
Sur l'image suivante on peut observer le maillage régulier de toute la brèche.



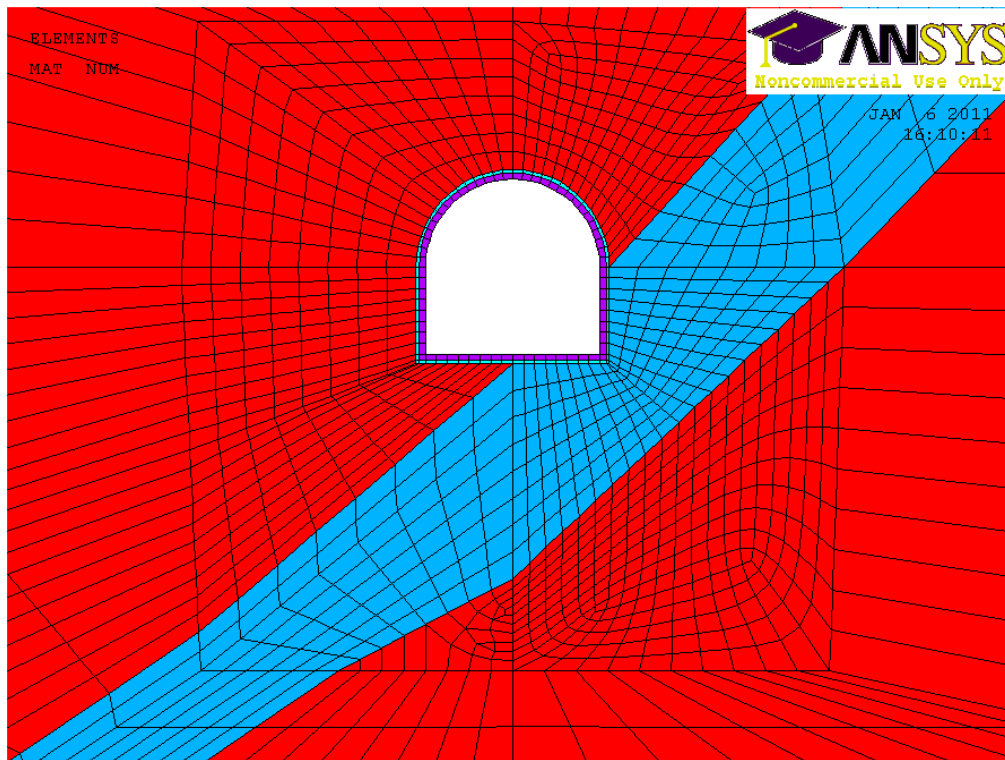
La représentation du maillage du massif rocheux, de la brèche et du tunnel de Saint-Béat avec une seule couleur est la suivante :



L'image suivante est similaire à la précédente, avec les matériaux différenciés par différentes couleurs.

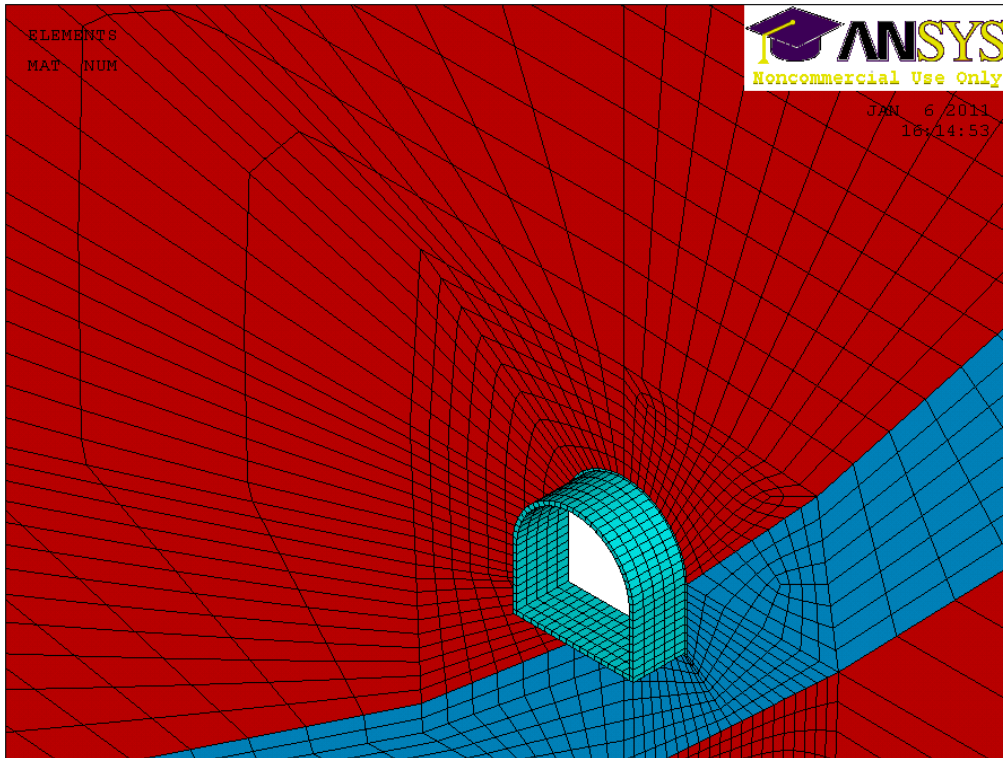


La dernière image des mailles présente un zoom sur la zone du tunnel.

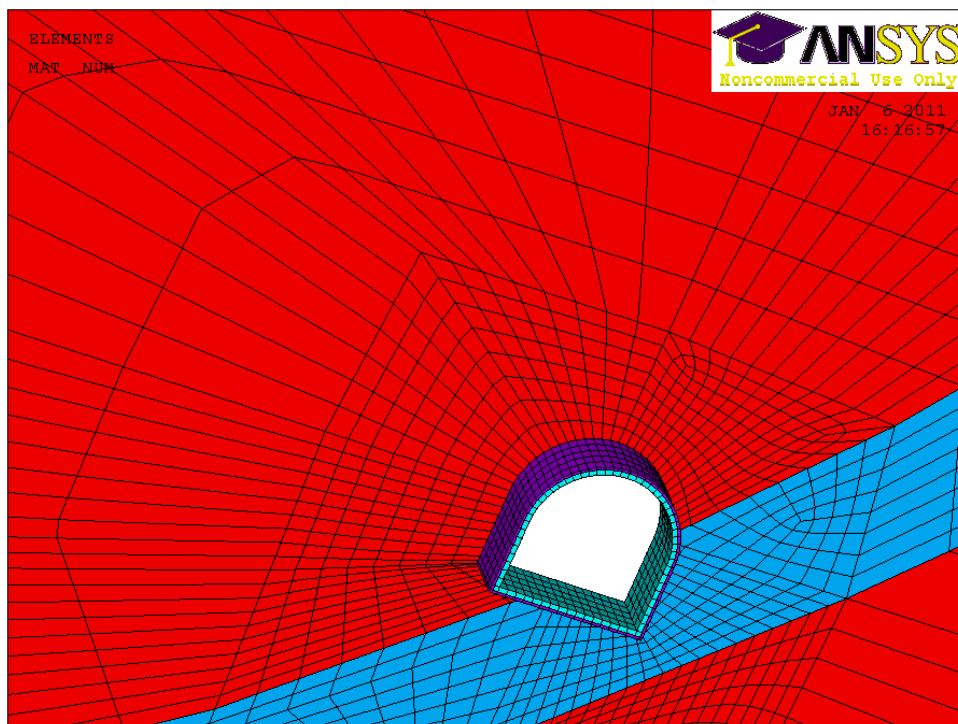


Par réaliser l'extrusion du tunnel et du massif rocheux, je dois partir du maillage plan (PLANE 42)° pour réaliser un maillage volumique (avec des éléments de type BRICK 45) qui s'appuie dessus, avec cinq divisions et une dimension en profondeur de cinq mètres.

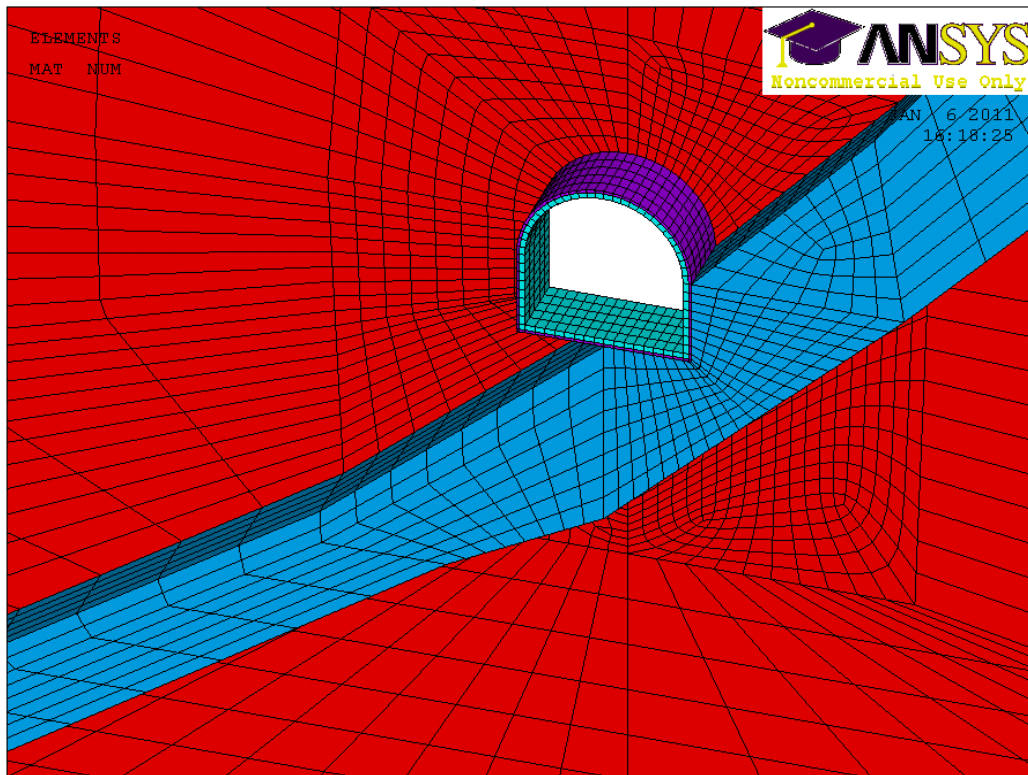
La première extrusion que j'ai faite est sur le béton armé.



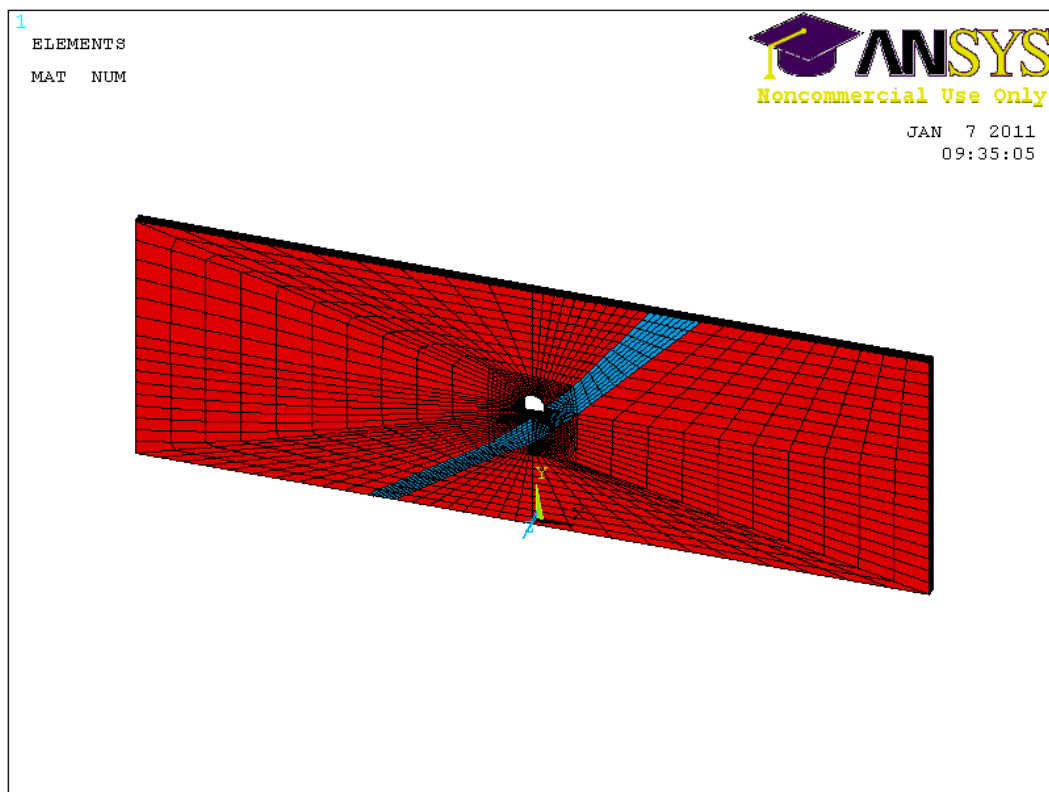
La deuxième extrusion que j'ai réalisée permet de rajouter le béton projeté.



La troisième extrusion est avec la brèche et les deux bétons.



L'extrusion de tout le massif est ensuite réalisée. On soumet alors le massif à son poids propre.

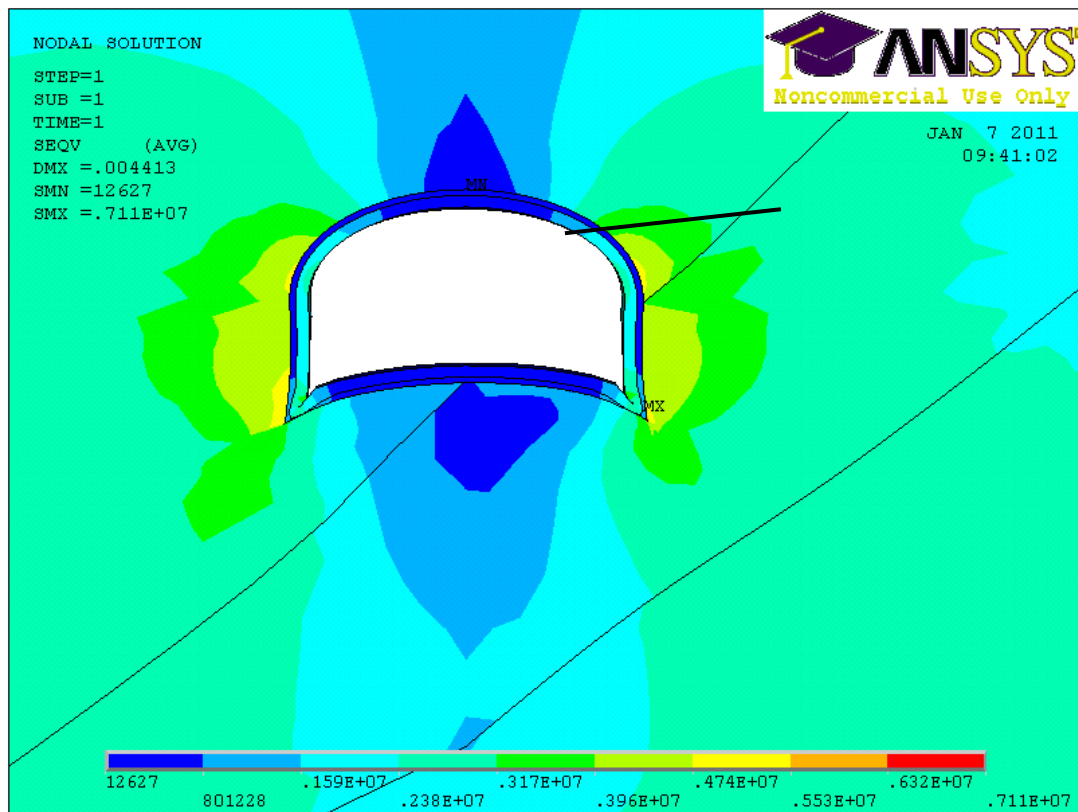


La déformation élastique n'est pas symétrique puisqu'il y a différents types de matériaux avec différentes propriétés (E, ν, ρ), et une géométrie non symétrique (présence de la brèche).

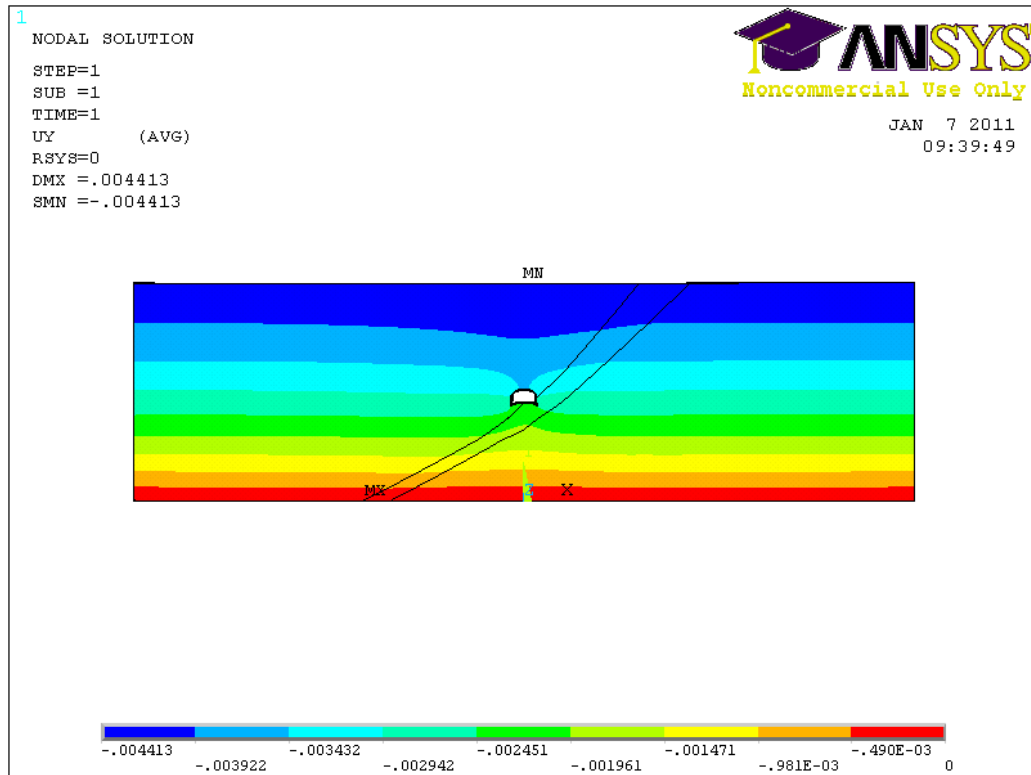
Une chose très intéressante est que les revêtements du tunnel, en béton, sont soumis au maximum de déformation.

Les contraintes autour du tunnel ne sont pas les mêmes avec une pression superficielle ou non, une partie que je trouve intéressante est la modification de la pression superficielle ; la forme des déformations ne sera pas la même et pour cette raison il est intéressant de faire varier les pressions, obtenir des résultats différents et pouvoir choisir la meilleure option.

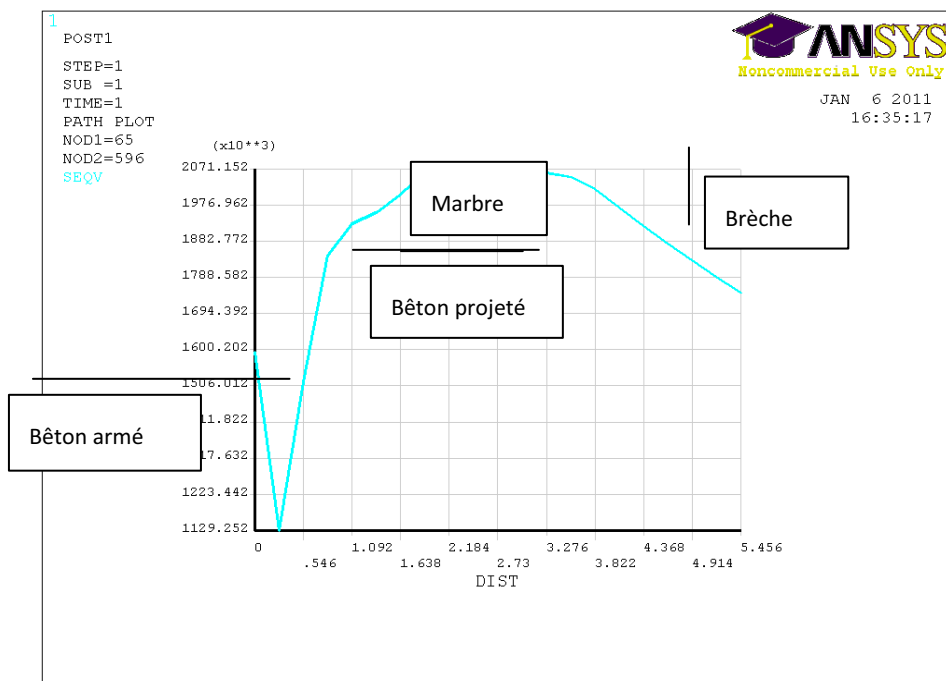
La première image présente les contraintes autour du tunnel avec une pression de 1MPa sur toute la longueur supérieure. On définit un chemin sur lequel on examinera l'évolution des contraintes.



Et sur les images suivantes on observe le déplacement vertical de tout le massif rocheux quand il y a une application de pression de 1 MPa sur la partie supérieure.



Finalement et pour terminer cette annexe, je vais décrire le graphique suivant que j'ai obtenu par le programme : une analyse des contraintes sur les différents matériaux, le long du chemin figuré sur l'image de la page précédente.



1. Le béton armé est le plus résistant et sollicité au maximum en limite interne : les contraintes diminuent jusqu'à arriver à la contrainte minimale $1129,252 \cdot 10^3$, soit 1,1 MPa
2. Le béton projeté est plus faible que le béton armé, mais est plus sollicité, les contraintes augmentent.
3. Les valeurs du graphique changent du fait de la géométrie, et quand le matériau change. On passe par le marbre, puis on entre dans la zone de brèche
4. Finalement, les contraintes commencent à descendre quand on entre dans la brèche, on s'éloigne aussi du tunnel, et la brèche est moins raide.

On peut conduire d'autres analyses en chargeant par une pression le modèle, ou en mettant des pressions latérales. C'est pour avoir une estimation de ces pressions qu'on réalise les essais de vérins plat et surcarottage, comme expliqué dans le rapport.

Des comportements non élastiques de matériaux sont possibles, mais je n'ai pas pratiqué dans ce domaine. Dans ce dernier cas, prise en compte de plasticité par exemple, la mise en place des chargements (chemin de charge) est importante et demande de l'expérience.

Conclusion

Dans ce travail de fin d'étude, on a essayé de modéliser le comportement du massif rocheux de la zone de Saint-Béat où un tunnel doit être creusé.

A partir d'une étude bibliographique assez large, j'ai pu me faire une idée sur les différents essais à réaliser sur la zone, pour obtenir une meilleure connaissance sur les différents matériaux de la zone, sur la géologie en général et la tectonique régionale.

Moyennant les études antérieures sur les matériaux et la géologie structurale, j'ai pu réaliser la modélisation du tunnel à partir des éléments finis (ANSYS). L'objectif du travail était de pouvoir appliquer la méthode à un cas réel (géométrie, matériaux et chargements aux limites du modèle).

Le résultat est que le tunnel ne connaît pas de très grands déplacements puisque les couches des bétons de soutènement sont importantes, et la roche encaissante rigide. Le béton armé a une épaisseur de 40 centimètres, et 20 centimètres de béton projeté assurent l'encastrement dans le massif.

J'ai pu aussi avec le même programme observer la variation des contraintes autour du tunnel. Comme il n'y a pas un seul matériau, et que la géométrie des facies géologiques n'est pas symétrique non plus par rapport à l'axe du tunnel, ces variations de contraintes autour du tunnel ne sont pas symétriques.

Je crois que ce travail m'a aidée à améliorer mes connaissances sur la mécanique des roches et à connaître d'autres disciplines en relations avec le génie civil et l'ingénierie minière, importantes pour ma formation : la géostatistique, l'application de la géologie structurale, et la méthode des éléments finis