

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



المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics

National School of Built and Ground Works Engineering

Mémoire

Pour l'Obtention du Diplôme de MASTER

Filière : TRAVAUX PUBLICS

Spécialité : INFRASTRUCTURES DE BASE

Thème

**Impact des modèles de comportement sur
la modélisation des ouvrages souterrains**

Proposé par :

Dr. AKCHICHE Mustapha

Présenté par :

BENCHAIB Faiza

Promotion 2014

Ecole Nationale des Travaux Publics. Garidi. Kouba.

Résumé

La prédiction des tassements en surface étant un élément clé lors de l'exécution des travaux souterrains en milieu urbain, il est donc nécessaire d'utiliser des lois de comportement adaptées au calcul des ouvrages géotechniques en phase de service.

L'étude ne repose pas sur un chantier réel mais les paramètres mécaniques sont déduits d'essais triaxiaux puis utilisés pour la modélisation du creusement d'un tunnel peu profond en déformations planes. L'impact des modèles de comportement est ainsi mis en évidence sur les déplacements au sein du massif.

Le travail de ce mémoire consiste à comprendre l'évènement du risque du tassement de surface lorsqu'en creuse un tunnel en zone urbaine par l'influence de loi de comportement sur le tassement et on utilise le logiciel PLAXIS 2D.

Les mots clés : lois de comportement, tassement, modélisation.

ملخص

التنبؤ بانخفاض السطح هو عنصر أساسي عند تنفيذ العمل تحت سطح الأرض في المناطق الحضرية، فمن الضروري استخدام قوانين السلوك لحساب الهياكل الجيوتقنية في خدمة المرحلة. لا تقوم هذه الدراسة على موقع حقيقي ولكن يتم خصم المعلمات الميكانيكية من تجربة ثلاث المحاور وتستخدم بعد ذلك لتصميم حفر نفق باقل عمق لمعرفة مستوى التشوهات. وهكذا سلط الضوء على تأثير هذه القوانين على حركة الكتلة. هذه المذكرة تعمل على ادراك تأثير قانون السلوك على مخاطر انخفاض السطح عندما يحفر نفق في المدن، و يتم حساب الانخفاض باستخدام برنامج PLAXIS 2D. الكلمات الافتتاحية: قوانين السلوك, انخفاض, تصميم.

Abstract

The prediction of the surface settlements is a key element during the execution of an underground work, it is thus necessary to use adapted constitutive models to the calculation of geotechnical structures in phase service.

The study does not present a real site but the mechanical parameters are deduced from triaxial compression tests and then used for the modeling of the excavation of a shallow tunnel in plane strain. The impact of the constitutive model is thus highlighted on displacements within the soil.

The work of this thesis is to understand the event of the surface settlement risk when, digs a tunnel urban by the influence of behavioral law and compaction is used PLAXIS 2D software.

Keywords: behavior law, settlement, modeling.

Liste des figures

Figure 1.1: Représentation de l'écroutissement isotrope en projection a) dans le plan déviatoire, b) dans le plan σ axiale- ϵ axiale.....	7
Figure 1.2: Représentation de l'écroutissement cinématique.....	8
Figure 1.3: Comparaison des critères de Mohr-Coulomb et Tresca dans l'espace des contraintes principales.....	10
Figure 1.4 : Représentation de l'essai triaxial par le modèle de Mohr-Coulomb.....	11
Figure 1.5: Représentation du critère de Tresca dans l'espace des contraintes principales.....	12
Figure 1.6 : Critère de Von Mises dans l'espace des contraintes principales.....	13
Figure 1.7 : Comparaison des critères Drucker-Prager et Von Mises dans l'espace des contraintes principales.....	14
Figure 1.8 : Comparaison des deux surfaces de charge.....	16
Figure 1.9 : Définition du domaine viscoplastique.....	18
Figure 1.10 : Désignation des trois phases de fluage.....	25
Figure 1.11 : Essai de fluage du LaEGO- Paliers de déviateurs imposé.....	26
Figure 1.12 : Essai de fluage du LaGEO-Evaluation des déformations axiales.....	27
Figure 1.13 : Simulation d'un essai de relaxation.....	28
Figure 1.14 : Influence de la vitesse de sollicitation.....	29
Figure 1.15 : Evaluation de la résistance en compression simple d'un gré en fonction de la vitesse de déformation.....	29
Figure 1.16 : Variation de la résistance à la rupture avec la vitesse de déformation pour différentes pressions de confinement.....	30
Figure 2.1 : Cuvette de tassement.....	34
Figure 2.2 : Etapes de formation de fontis.....	36
Figure 2.3 : Nombre d'effondrement en fonction du rapport H\W.....	40
Figure 2.4 : Valeur de σ_n théorique selon le taux de défrètement.....	42
Figure 2.5 : Schéma récapitulatif des contraintes appliquées à une dalle de toit.....	43
Figure 2.6 : Schéma explicatif du principe.....	45
Figure 2.7 : Formation d'une cloche de fontis pour un recouvrement fracturé.....	48
Figure 2.8 : Plastification pour le recouvrement stratifié non-fracturé.....	48
Figure 3.1 : coupe transversal de terrain.....	56
Figure 3.2 : les efforts MNT sur le soutènement.....	59

Liste des tableaux

Tableau 1.1: Représentes impact des critères plastiques.....	17
Tableau 1.2 : Comparaison des différentes lois viscoplastiques.....	22
Tableau 1.3 : Caractéristiques des échantillons d'argilite.....	26
Tableau 2.1: Classes d'intensité en fonction du diamètre de fontis.....	37
Tableau 2.2 : Classe d'intensité en fonction de la profondeur du fontis en surface.....	37
Tableau 2.3 : Tableau représente les différentes valeurs de rapport H/W	40
Tableau 2.4 : Indicatif de valeurs de coefficient de foisonnement.....	45
Tableau 2.5 : Nombre de blocs chutés et zones de plastification dans le recouvrement.....	49
Tableau 3.1 : Les données géotechniques.....	55
Tableau 3.2 : La perméabilité des sols et rigidité des interfaces.....	55
Tableau 3.3 : Caractéristiques mécaniques de soutènement et la superstructure.....	55

Liste des symboles

σ' : est le tenseur des contraintes effectives	[kN/m ²]
σ : est le tenseur des contraintes totales constant au cours du temps	[kN/m ²]
γ : est le poids volumique apparent du recouvrement	[Kn/m ³]
σ_v : contrainte verticale	[kN/m ²]
σ_H : contrainte horizontale	[kN/m ²]
f : est une fonction uniquement de l'état de contrainte,	[kN/m]
E_i : Le module d'Young initial,	[kN/m ²]
E : module d'young	[kN/m ²]
C : Cohésion	[kN/m ²]
$G_p(\sigma_{ij}, \varepsilon_{vp})$: est le potentiel viscoplastique.	[kN/m ²]
ε_{ij}^p : Le terme du tenseur de déformations plastiques	[MPa]
R_c : La résistance en compression simple de la roche saine	[MPa]
$\dot{\varepsilon}_{ij}^e$: est le terme de la partie élastique du tenseur des vitesses de déformation	[MPa]
$\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp}$: est assimilé au terme du tenseur des vitesses de déformation viscoplastique	[MPa]
ε_{ij} : Le terme du tenseur de déformations totales	[MPa]
ε_{ij}^e : Le terme du tenseur de déformations élastique	[MPa]
q : contrainte unitaire appliquée sur la poutre	[kPa]
Q_n : réaction des appuis	[kN]
ET : effort tranchant	[kN]
MF : moment fléchissant	[kN]
H : est la hauteur de recouvrement	[m]
L : portée de poutre considérée	[m]
e : épaisseur de la poutre	[m]
R : rayon de la cheminée de fontis	[m]
V_0 : volume initial des matériaux éboulés dans la carrière	[m ³]
S : hauteur de montée de fontis	[m]
R_i : rayon de la base du cône d'éboulis	[m]
h : hauteur de la galerie	[m]
ε_{vp} : est le second invariant du tenseur des déformations.	
I : est le tenseur identité	[-]
s : un paramètre définissant le degré de fissuration	[-]

m : un paramètre lié à la nature de la roche	[-]
a : un terme sans dimension permettant de définir la forme du critère	[-]
τ : est la valeur du taux de défrètement	[%]
f : coefficient de foisonnement du matériau	[-]
δ : Angle des matériaux éboulés dans la galerie	[°]
κ : est la fonction d'écrouissage.	
$\Omega(\sigma_{ij}, \varepsilon_{kl}^{vp})$: correspond au potentiel de dissipation thermodynamique	[-]
$\gamma(\varepsilon_{vp})$: est le paramètre de viscosité	[-]
$F(\sigma_{ij}, \varepsilon_{vp})$: est la fonction de charge	
$\Phi(F)$: est la fonction d'écoulement	
λ et μ : sont les deux coefficient de lamé	[-]
R_f : Une constante du matériau	[-]
k^* : Indice du gonflement modifié	[-]
λ^* : Indice de compression modifié	[-]
μ^* : Indice du fluage modifié	[-]
ν_{ur} : Coefficient du Poisson pour décharge-recharge	[-]
ν_{ur} : Coefficient de poisson en charge-décharge	[-]
K_O^{NC} : $\sigma'_{xx} / \sigma'_{yy}$ coefficient des terres au repos pour un sol normalement consolidé	[-]
M : Pente de la ligne de l'état critique.	[-]
φ : Angle de frottement	[°]
ψ : Angle de dilatance	[°]
ν_{ur} : Coefficient de poisson en charge décharge	[-]
K_O^{NC} : Paramètre de contrainte	[-]
M : Paramètre lié à K_O^{NC}	[-]

Table des matières

1. INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE 1 : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE.....	2
1. INTRODUCTION.....	3
2. COMPORTEMENT ELASTIQUE.....	3
3. COMPORTEMENT PLASTIQUE.....	5
3.1. PRINCIPE DE PARTITION DES DEFORMATIONS ELASTIQUES ET PLASTIQUES.....	5
3.2. NOTION DE LA SURFACE DE CHARGE.....	6
3.3. NOTION DE REGLE D'ECROUISSAGE.....	7
3.4. NOTION DE LOIS D'ECOULEMENT.....	8
3.5. LES CRITERES PLASTIQUES.....	9
3.6. INTERPRETATION DES RESULTATS.....	17
4. COMPORTEMENT VISQUEUX.....	19
4.1. THEORIE DE PERZYNA.....	19
4.2. THEORIE DE PRAGER.....	21
4.3. THEORIE DE CRISTESCU.....	22
4.4. THEORIE DE LEMAITRE.....	22
4.5. INTERPRETATION DES RESULTATS.....	23
5. COMPORTEMENT DIFFERE.....	24
5.1. INTRODUCTION.....	24
5.2. LA CONSOLIDATION.....	25
5.3. LE GONFLEMENT.....	25
5.4. ESSAI DE FLUAGE.....	26
5.5. ESSAI DE RELAXATION.....	28
5.6. ESSAI TRIAXIAUX A VITESSE IMPOSEE.....	29
6. CONCLUSION.....	32
CHAPITRE 2 : TASSEMENT DE LA SURFACE.....	33
1. INTRODUCTION.....	34
2. DESCRIPTION GENERALE DE TASSEMENT.....	34
3. DESCRIPTION DU PHENOMENE DE FONTIS.....	35
4. GÉOMÉTRIE DU DÉSORDRE EN SURFACE.....	37
5. RECONNAISSANCE DES CAVITÉS.....	38

6. ETUDE DE LA STABILITE DES CAVITES.....	39
6.1. METHODE EMPIRIQUE.....	39
6.1. METHODE ANALYTIQUE.....	41
6.1. METHODE NUMERIQUE	47
6.4. INTERPRETATION DES RESULTATS.....	50
CHAPITRE 3 : MODELISATION D'UN EXEMPLE DE METRO D'ALGER.....	52
1. PRESENTATION DE LOGICIEL PLAXIS.....	53
2. LE SYSTEME D'OPTIONS DU CODE PLAXIS.....	53
2.1. LE Maillage.....	53
2.2. LES CONDITIONS AUX LIMITES EN DEPLACEMENT.....	53
2.3. LES CONTRAINTES INITIALES DUES AU POIDS DES TERRES.....	53
2.4. LES PRESSIONS INTERSTITIELLES.....	54
3. LES LOIS DE COMPORTEMENTS UTILISEES AU PLAXIS.....	54
3.1. Le modèle de Mohr-Coulomb.....	54
3.2. Modèle de sol avec écouissage (Hardening Soil Model (HSM)).....	54
3.3. Modèle pour les roches fracturées (Jointed Rock Model).....	55
3.4. Modèle pour sols "mous" avec effet du temps (Soft Soil Creep Model, SSCM).....	55
3.5. Modèle pour les sols mous (Soft Soil Model (SSM)).....	56
4. Modélisation numérique d'un tassement en surface due lors de creusement le tunnel de Métro D'Alger.....	56
4.1. Données géométriques et géotechniques.....	56
4.2. Résultats et interprétations.....	58
CONCLUSION GENERALE.....	61
REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUES.....	62

INTRODUCTION GENERALE

L'utilisation croissante du Sous-Sol notamment en site urbain, pour le développement d'infrastructure (ligne de métro, voies routière souterraines, réseaux d'assainissement) a conduit à la construction du tunnel dans des conditions difficiles et souvent dans des sols de faibles caractéristiques mécaniques.

Le creusement des tunnels engendre des perturbations dans l'équilibre interne du massif environnant, créant ainsi des déformations et des déplacements du sol. Il en résulte des tassements plus ou moins significatifs qui peuvent affecter la stabilité des constructions voisines (bâtiment et ouvrage d'art). En site urbain ces désordres peuvent avoir des conséquences humaines et économiques inacceptable.

L'effet de ces tassements est en relation étroite avec les conditions géologiques et hydrogéologiques, la profondeur de l'ouvrage souterrain et la méthode de réalisation retenue.

Le travail proposé dans ce mémoire consiste à étudier l'influence de la loi de comportement sur le tassement de surface lors du creusement de tunnel en zone urbaine.

Dans le premier chapitre contient les différentes modèles de comportement élastique, plastique, visqueux et les comportements différés et les différents types de sols appliquant pour chaque critère dans les lois de comportement.

Le deuxième chapitre on parle sur le risque de tassement et le phénomène de fontis, le problème de désordre la surface et on passe ensuite à les méthodes d'évaluation de l'aléa fontis d'après l'étude de la stabilité des cavités par :

- Méthode empirique : qui a été faite par des expériences et des mesures provenant de cas de fontis avérés,
- Méthode analytique : considérant les bancs de toit d'une cavité des dalles ou des poutres.
- Méthode numérique : sont élaborés par des logiciels.

Le troisième chapitre est basé sur la modélisation d'ouvrage souterrain d'un exemple de métro d'Alger par le logiciel PLAXIS 2D et déterminer l'impact de modèle de comportement

CHAPITRE 1 : **ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE**

1. INTRODUCTION

Depuis anciens, homme recours à la construction des ouvrages souterrains ce qui influe sur le mouvement de terrain, et les cavernes présentaient un minimum de garanties de stabilité, qui doit être gérer des problèmes de temps et de vitesse sur la déformation.

Nous définissons dans ce chapitre un nombre des modèles qui sont maintenant disponible pour aborder les problèmes géotechniques et d'améliorer les techniques et les caractéristiques expérimentales des matériaux.

Cette définition est suivie dans le présent d'ouvrage qui mettra l'accent sur les développements théories constitutives des appropriés des relations contraintes-déformations pour géo matériaux et divers techniques d'analyse et de calcul de solution qui peuvent être utilisé pour résoudre problème de conception géotechnique impliquant à la déformation plane.

2. COMPORTEMENT ELASTIQUE

Contrairement aux sols où la phase purement élastique est très limitée voire inexistante, lorsqu'on sollicite une roche, cette dernière répond très souvent de manière élastique pour une large gamme de déformations. Cette réversibilité de comportement, liée à la rigidité des minéraux et des joints, est rarement linéaire et isotrope. Dans presque tous les dimensionnements d'ouvrage cependant, par souci de simplicité c'est l'élasticité linéaire isotrope de Hooke qui est choisie. Comme pour les autres matériaux, on utilise les coefficients constants E et ν , respectivement module d'Young et coefficient de Poisson de la roche. Leur détermination est une question cruciale, qui alimente toujours les discussions entre concepteurs d'ouvrage. La loi de comportement élastique, pour un matériau isotrope, s'écrit alors comme suit [13] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \lambda tr(\varepsilon)I + 2\mu\varepsilon \\ \text{ou } \varepsilon = \frac{1+\nu}{E}\sigma - \frac{\nu}{E}tr(\sigma)I \end{array} \right.$$

Où :

I : étant la matrice identité,

λ et μ : sont les deux coefficient de lamé donné par les relations suivant :

$$\begin{cases} \lambda = \frac{\nu E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \\ \mu = \frac{E}{2(1 + \nu)} \end{cases}$$

Il est fréquent d'utiliser d'autres paramètres élastiques qui sont le module de compression K et le module de cisaillement G définis comme suit :

$$\begin{cases} K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \\ G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \end{cases}$$

Une grosse approximation est ainsi faite : ν mais surtout E sont rarement constants. Que ce soit pour des sollicitations quasi-isotropes, telles que l'état de contrainte géostatique, ou pour toutes les autres sollicitations lors du creusement d'un ouvrage souterrain, la raideur évolue. L'élasticité est par conséquent très souvent non-linéaire. A cela il faut ajouter les nombreuses situations où les roches sont naturellement anisotropes et où leur raideur l'est également (schistes lustrés, argilites consolidées, etc.). [13]

Plusieurs auteurs ont proposé des modèles d'élasticité non-linéaire, de complexité variable, Le plus connu est celui de (Duncan et Chang), d'expression hyperbolique et issu d'observations expérimentales. L'évolution du module tangent est donnée par la relation suivante, fonction des contraintes principales extrêmes σ_{max} et σ_{min} :

$$E_t = E_i \left(1 - R_f \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{(\sigma_{max} - \sigma_{min})_f} \right)^2$$

Équation 1.1

Où :

$(\sigma_{max} - \sigma_{min})_f$: est le déviateur à la rupture,

R_f : Une constante du matériau,

E_i : Le module d'Young initial

L'approche de Duncan et Chang donne une très bonne approximation des non-linéarités observées en laboratoire, mais devient très difficile à utiliser pour le calcul d'ouvrage (chemin de contraintes complexe, etc.). D'autres modèles, appelés *hyper-* ou *hypo* élastiques ont été publiés par (Santarelli et al; Molenkamp; Sulem et al), mais ils ne sont pratiquement pas utilisés en dimensionnement car assez complexes à manipuler et à identifier.

3. COMPORTEMENT PLASTIQUE

La non-linéarité du comportement des sols et des roches peut être introduite à partir de modèles plastiques, qui sont basés sur les quatre notions fondamentales suivantes : [5]

- 1- La partition des déformations élastiques et plastiques,
- 2- L'existence d'une surface de charge dans l'espace des contraintes,
- 3- La loi d'écoulement,
- 4- Le type d'écrouissage.

Donc on doit présenter ces notions avant de traiter les modèles plastiques qui sont définis par des critères pour qu'ils permettent d'avoir une image concrète simplifiée des équations traduisant les lois de comportement dans les trois directions des contraintes principales et déterminé les relation contrainte-déformation.

3.1. PRINCIPE DE PARTITION DES DEFORMATIONS ELASTIQUES ET PLASTIQUES

Les déformations totales peuvent se décomposer en déformations élastiques réversibles et en déformations plastiques irréversibles. D'un point de vue microstructural, les déformations élastiques correspondent à une simple variation de distances inter-atomiques alors que les déformations plastiques induisent une modification structurale du milieu continu.

L'hypothèse, qui consiste à partager les déformations totales en une part élastique et une autre part plastique, simplifie considérablement l'identification expérimentale du comportement du matériau ainsi que la modélisation numérique qui s'en suit. Elle se traduit par l'équation suivante :

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^e + \varepsilon_{ij}^p$$

Avec :

ε_{ij} : Le terme du tenseur de déformations totales,

ε_{ij}^e : Le terme du tenseur de déformations élastique,

ε_{ij}^p : Le terme du tenseur de déformations plastiques.

3.2. NOTION DE LA SURFACE DE CHARGE

Dans l'espace des contraintes principales, $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$, il existe une surface de charge à partir de laquelle l'écoulement plastique peut se produire. Pour les états de contraintes

contenus à l'intérieur de cette surface, le comportement reste entièrement élastique. Cette surface est convexe et s'exprime à travers l'équation scalaire suivante :

$$F(\sigma_{ij}) = 0$$

Où F est appelée fonction de charge.

Afin de caractériser complètement l'écoulement plastique, il faut encore introduire un critère de charge-décharge. En effet, l'écoulement plastique se produit à partir du moment où deux conditions sont simultanément réunies. Elles s'expriment de la manière suivante :

- Le point représentatif de l'état de contrainte est situé sur la surface de charge, ce qui correspond à $F = 0$.
- La théorie de la plasticité impose que le point représentatif de l'état de contrainte ne puisse sortir du volume défini par la surface de charge ($F(\sigma_{ij}) > 0$ est impossible) ; cela implique que la position de ce point, après chargement, reste sur cette même surface. Pendant l'écoulement, la condition de consistance est ainsi vérifiée, soit :

$$dF(\sigma_{ij}) = 0$$

Il est cependant possible qu'une variation de contrainte peut entraîner le point représentatif de l'état de chargement vers l'intérieur de la surface de charge. Dans ce cas, il s'agit d'une décharge purement élastique qui se matérialise par :

$$dF(\sigma_{ij}) < 0$$

En résumé, trois états de chargement sont possibles :

- $F(\sigma_{ij}) < 0$ correspond à un comportement élastique,
- $F(\sigma_{ij}) = 0$ et $dF(\sigma_{ij}) = 0$ caractérisent un écoulement plastique,
- $F(\sigma_{ij}) = 0$ et $dF(\sigma_{ij}) < 0$ caractérisent une décharge purement élastique.

Lorsque le point représentatif de l'état de contrainte se situe sur la surface de charge, $F = 0$, deux cas sont possibles :

- la surface de charge n'évolue pas, c'est le cas du modèle élastoplastique parfait,
- la surface évolue au cours du chargement, c'est le cas du modèle élastoplastique avec écrouissage.

3.3. NOTION DE REGLE D'ECROUISSAGE

Lors de l'écoulement du matériau sous sollicitations mécaniques, la surface de charge définie dans le repère des contraintes principales peut évoluer. Ainsi, le domaine d'élasticité actuel dépend de l'état d'écrouissage, c'est-à-dire de l'histoire du chargement du matériau. On

peut observer un accroissement de la limite élastique lors de ce chargement. On parle alors d'écrouissage positif ou de durcissement. A l'opposé, l'écrouissage négatif correspond à une diminution de la limite élastique, L'écrouissage peut être soit isotrope soit cinématique. Pour le qualifier et le quantifier, il convient d'effectuer des essais de laboratoire de chargement et déchargement.

3.3.1. Ecrouissage isotrope

Le schéma de l'écrouissage isotrope est très souvent utilisé en pratique, à cause de sa simplicité et de sa bonne représentativité dans le cas où le vecteur de la sollicitation garde une direction constante dans l'espace des contraintes principales. La Figure 2.8 illustre l'évolution de la surface de charge, dans le cas de l'écrouissage positif isotrope.

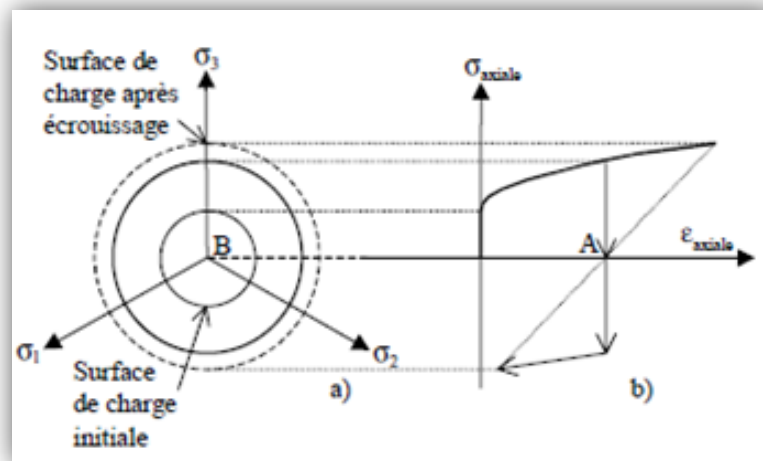


Figure 1.1: Représentation de l'écrouissage isotrope en projection a) dans le plan déviatoire, b) dans le plan $\sigma_{axiale} - \epsilon_{axiale}$ [5]

L'écrouissage est dit isotrope, quand l'évolution de la surface de charge n'est gouvernée que par un seul paramètre scalaire, par exemple la déformation plastique cumulée. Ainsi, dans le plan $\sigma_{axiale} - \epsilon_{axiale}$ en traction-compression simple, la courbe de traction succédant à celle de compression se déduit de cette dernière par une homothétie de rapport (-1) et de centre, le point de contrainte nulle (point A de la Figure 2.8). Dans le plan déviatoire (plan normale à la trisectrice de l'espace des contraintes principales, d'équation $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$), la surface de charge croît de manière homothétique par rapport au point représentatif d'une contrainte déviatoire nulle (point B de la Figure 1.1).

3.3.2. Ecrouissage cinématique

Bien souvent, l'écrouissage isotrope reste insuffisant pour décrire le comportement des géomatériaux qui diffère notamment suivant que la sollicitation soit en compression ou en traction. Une schématisation possible de l'écrouissage anisotrope est l'écrouissage cinématique linéaire, comme représenté sur la Figure 1.2

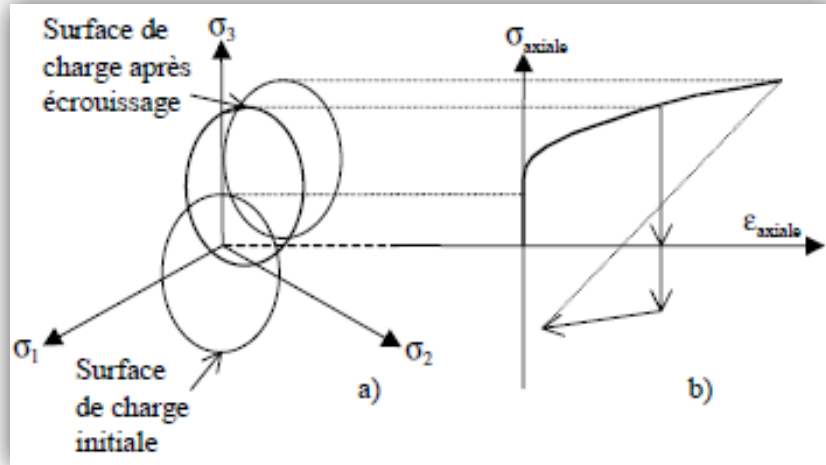


Figure 1.2: Représentation de l'écrouissage cinématique [5]

3.4. NOTION DE LOIS D'ÉCOULEMENT

Le cadre général de la thermodynamique postule l'existence d'un potentiel de dissipation plastique dont la connaissance fournit la loi d'évolution des déformations plastiques. Le potentiel plastique, noté G_p , définit également une surface équipotentielle dépendante des paramètres d'écrouissage. La normale à cette surface constitue la direction de l'écoulement plastique.

3.4.1. Lois d'écoulement associées

La loi d'écoulement est dite associée à la surface de charge quand cette dernière est confondue avec la surface représentative du potentiel plastique, ce qui revient naturellement à considérer l'identité, $F = G_p$.

La direction de vecteur déformation plastique dans l'espace des déformations principales (confondu avec celui des contraintes principales) est ainsi perpendiculaire à la surface de charge, $F = 0$, c'est-à-dire au vecteur gradient, normal à cette surface. Cela conduit à une loi d'écoulement de la forme :

$$\varepsilon_{ij}^p = \lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \quad \text{Équation 1.2}$$

Où λ est le multiplicateur plastique (scalaire positif) défini par l'équation de consistance.

3.4.2. Lois d'écoulement non associées

Dans le cas des sols et des roches, l'utilisation d'une loi d'écoulement non associée s'avère souvent nécessaire. En effet, pour les lois élastoplastiques considérant un angle de frottement φ , une loi d'écoulement associée induit un angle de dilatance, $\Psi = \varphi$, qui s'avère souvent trop élevé pour les géomatériaux.

On a alors recours à des lois non associées. Dans ce cas, la direction de vecteur déformation plastique est perpendiculaire à la surface représentative du potentiel plastique, $G_p(\sigma_{ij})$, qui est distincte de celle représentative de la fonction de charge plastique, $F(\sigma_{ij})$. Cela permet de considérer des angles de dilatance, Ψ , compris entre 0 et φ .

3.5. LES CRITERES PLASTIQUES

3.5.1. Critère de Mohr-Coulomb

Ce critère est utilisé pour les sols pulvérulents (les sables) et pour les sols cohérents à long terme (les argiles et les limons) et d'un certain Roche. Le critère de Tresca, qui est un cas particulier du critère de Mohr-Coulomb, est utilisé pour les sols cohérents à court terme.

Le modèle de Mohr-Coulomb se caractérise par une élasticité linéaire isotrope de Hooke (E , ν), une surface de charge $F(\sigma_{ij})$ et un potentiel plastique $G(\sigma_{ij})$ tels que : [2]

$$F(\sigma_{ij}) = (\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3)\sin\varphi - 2c \cos\varphi = 0$$

Équation 1.3

$$G(\sigma_{ij}) = (\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3)\sin\psi + const$$

Équation 1.4

σ_1 et σ_3 représentent les contraintes principales extrêmes ($\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$, avec la convention de signe suivante : (les compressions sont comptées positivement).

- Le paramètre c est appelé cohésion du matériau ; φ est l'angle de frottement interne et ψ l'angle de dilatance ($\psi = \varphi$ si la règle d'écoulement est associée). Lorsque $\varphi = 0$, le critère est appelé critère de Tresca.

- Dans l'espace des contraintes principales $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$, la surface définie par la fonction de charge F est une pyramide de section hexagonale ayant pour axe la droite d'équation : $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$

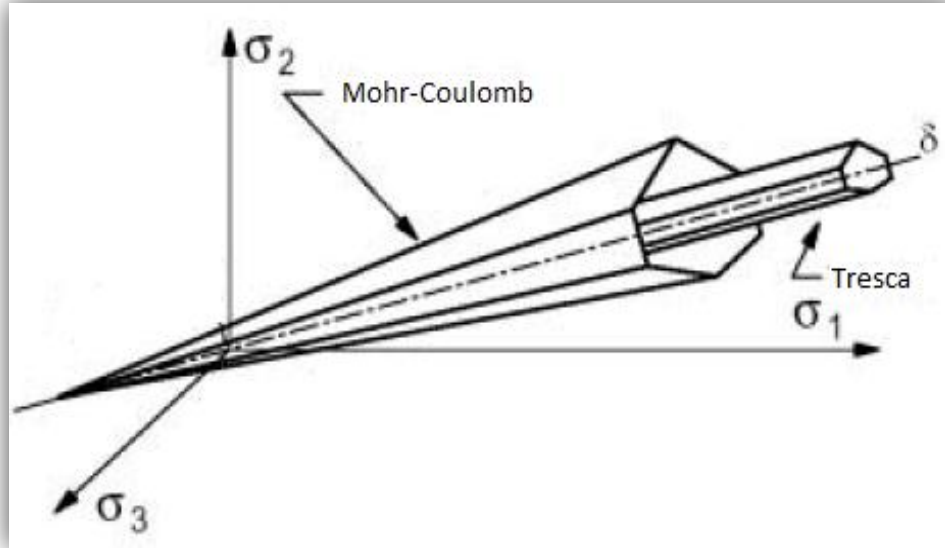


Figure 1.3: Comparaison des critères de Mohr-Coulomb et Tresca dans l'espace des contraintes principales [5]

Du fait de la particularité de l'essai triaxial en compression ($\sigma_2 = \sigma_3$), lors de la phase plastique, deux surfaces de charges se trouvent simultanément activées :

$$F_1 = (\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3)\sin\varphi - 2c \cos\varphi = 0$$

$$F_2 = (\sigma_1 - \sigma_2) - (\sigma_1 + \sigma_2)\sin\varphi - 2c \cos\varphi = 0$$

Cet état est appelé régime d'arrêt ou de coin. De la même façon, deux potentiels plastiques G_1 et G_2 sont mobilisés.

$$G_1 = (\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3)\sin\psi + const$$

$$G_2 = (\sigma_1 - \sigma_2) - (\sigma_1 + \sigma_2)\sin\psi + const$$

Les déformations plastiques sont alors une combinaison linéaire des potentiels plastiques G_1 et G_2 . La règle d'écoulement s'écrit alors :

$$d\varepsilon_i^p = d\lambda_1 \frac{\partial G_1}{\partial \sigma_i} + d\lambda_2 \frac{\partial G_2}{\partial \sigma_i}$$

Avec $d\lambda_1$ et $d\lambda_2$ deux multiplicateurs de plasticité positifs ou nuls. Les déformations plastiques se déduisent alors de la règle d'écoulement :

$$d\varepsilon_1^p = d\lambda_1(1 - \sin\psi) + d\lambda_2(1 - \sin\psi)$$

$$d\varepsilon_2^p = -d\lambda_2(1 + \sin\psi)$$

$$d\varepsilon_3^p = -d\lambda_1(1 + \sin\psi)$$

Comme le modèle considéré est élastique parfaitement plastique, les multiplicateurs de plasticité $d\lambda_1$ et $d\lambda_2$ peuvent prendre une infinité de valeurs. Toutefois, le rapport $d\varepsilon_v^p / d\varepsilon_1^p$ est indépendant des multiplicateurs $d\lambda_1$ et $d\lambda_2$.

$$\frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_1^p} = \frac{-2 \sin \psi}{1 - \sin \psi}$$

La quantité $2 \sin \psi / (1 - \sin \psi)$ caractérise la variation de volume au cours de la phase plastique pour cette raison, ψ est appelé angle de dilatance. La figure 2.12 représente graphiquement la modélisation d'un essai triaxial de compression par le modèle de Mohr-Coulomb.

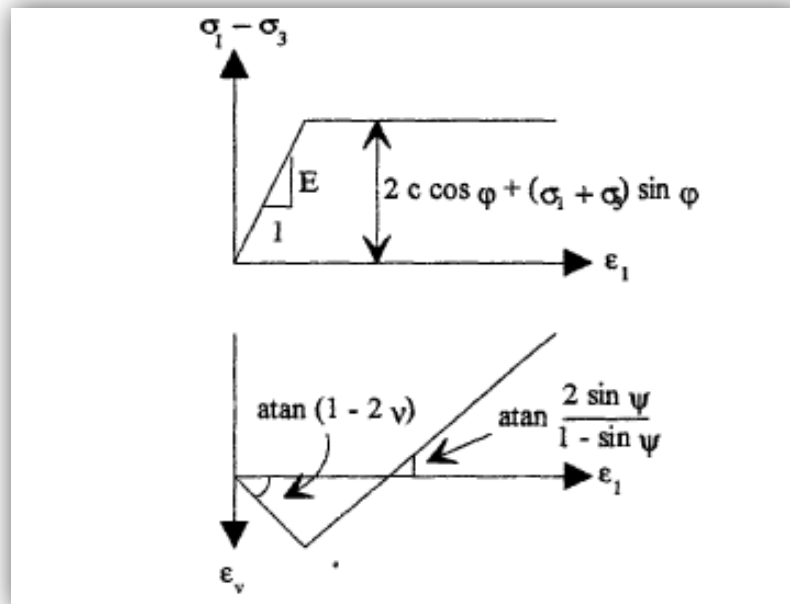


Figure 1.4 : Représentation de l'essai triaxial par le modèle de Mohr-Coulomb [2]

3.5.2. Critère de Tresca

Après avoir effectué des essais sur le plomb, Tresca conclut que la plastification se produit quand la contrainte de cisaillement atteint une valeur limite K_T . Dans le repère des contraintes principales, le critère s'exprime par :

$$F(\sigma_{ij}) = \text{Max}(|\sigma_1 - \sigma_2|, |\sigma_2 - \sigma_3|, |\sigma_3 - \sigma_1|) - 2K_T = 0 \quad \text{Équation 1.5}$$

Où K_T est la constante de Tresca, qui dans le cas des sols et des roches, correspond à la cohésion, c .

Dans l'espace des contraintes principales, la surface de charge est un prisme parallèle à la trisectrice, δ . Sa section dans le plan déviatoire, π , (normal à la trisectrice de l'espace des contraintes principales) est un hexagone régulier. La Figure 1.3 représente cette surface dans L'espace des contraintes principales. [5]

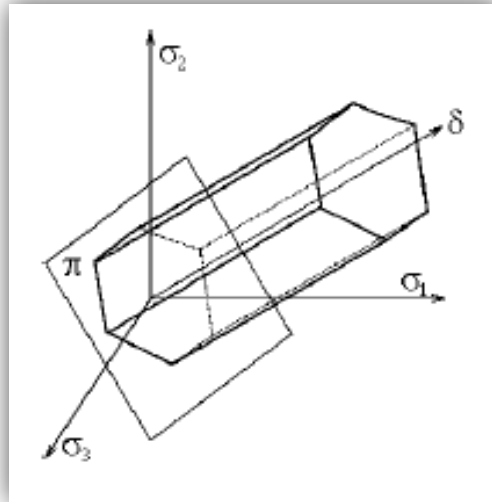


Figure 1.5: Représentation du critère de Tresca dans l'espace des contraintes principales [5]

- ❖ En géotechnique, les critères les plus utilisés sont de type de courbe intrinsèque, comme le critère de Mohr-Coulomb et construit à partir de celui de Tresca ou de Hoek-Brown que on doit présenter après.

3.5.3. Critère de Von Mises

Le critère de Von Mises contrairement au critère de Mohr-Coulomb prend en compte l'influence de la contrainte intermédiaire en utilisant le deuxième invariant du tenseur des contraintes déviatorique J_2 : [19]

$$F = J_2 - k^2 = 0$$

Équation 1.6

La règle d'écoulement $F = J_2 - k^2 = 0$ est une relation linéaire est habituellement prise en compte. Le paramètre k représente la résistance maximale du matériau. Ce critère n'est pas bien adapté au comportement des sols puisque l'effet de la contrainte moyenne ne peut pas être modélisé. Un schéma de ce critère est donné sur la figure 1.6.

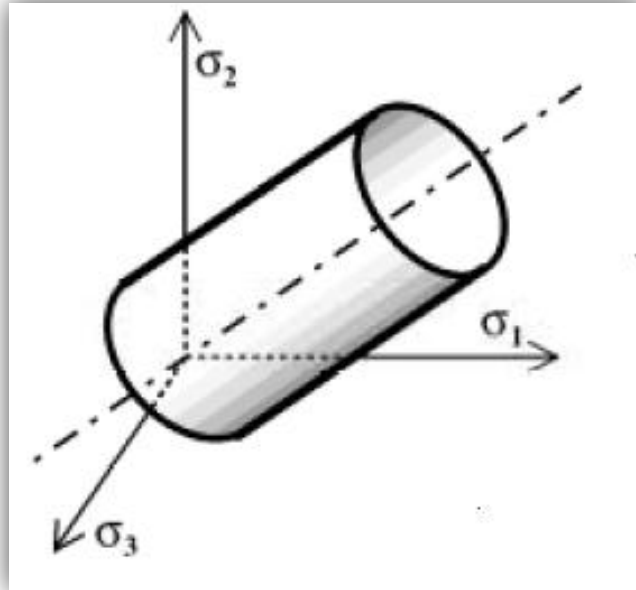


Figure 1.3 : Critère de Von Mises dans l'espace des contraintes principales [5]

3.5.4. Critère de Drucker-Prager

Ce critère constitue une extension du critère de Von-Mises, il prend en compte l'effet de la contrainte moyenne en introduisant le premier invariant du tenseur des contraintes. [20]

$$F = \sqrt{J_2} + \alpha I_1 - k = 0 \quad \text{Équation 1.7}$$

Où α et k sont des constantes matérielles représenté par ses équations :

$$\alpha = \frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)}$$

$$k = \frac{6c \cos \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)}$$

Et le potentiel plastique est donné par :

$$G = \sqrt{J_2} - \alpha I_1 = \text{constant}$$

Où :

$$\alpha' = \frac{2 \sin \psi}{\sqrt{3}(3 - \sin \psi)}$$

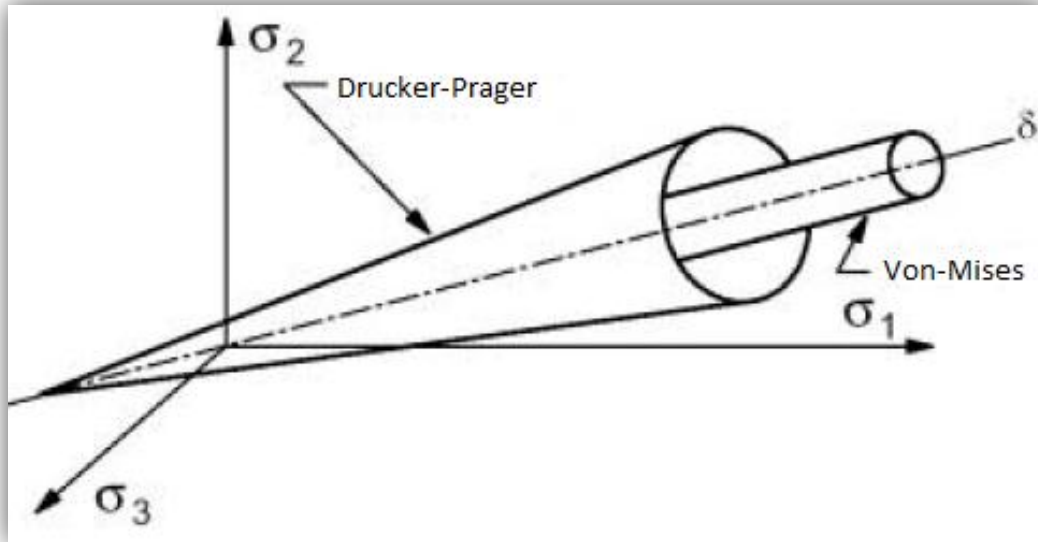


Figure 1.4 : Comparaison des critères Drucker-Prager et Von Mises dans l'espace des contraintes principales [5]

- ❖ Pour les métaux on a deux critères qui sont utilisés, de Tresca et de Von Mises, sont indépendants du premier invariant des contraintes, et le critère de Von Mises serait jugé plus représentatif du comportement des métaux par rapport au critère de Tresca. Et pour tenir compte d'une différence de comportement en extension et en compression est plus proche d'un critère de Mohr-Coulomb, par ailleurs ce dernier critère a servi de point de départ à la grande majorité des critères employés pour les géomatériaux. On présente quelque critère qui est basé sur le critère de Mohr-Coulomb.

3.5.5. Critère de Lade et Duncan

A l'aide des résultats expérimentaux de l'essai triaxial, Lade et Duncan ont proposé un critère à un paramètre de rupture pour les sols non cohérents. La surface de rupture dans ce modèle est exprimée à partir des premier et troisième invariants des tenseurs des contraintes I_1 et I_3 : [20]

$$F(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = \frac{I_1^3}{I_3} - k = 0 \quad \text{Équation 1.8}$$

Où k est une constante dont la valeur peut être rattachée à la densité du sol.

3.5.6. Critère de Matsuoka et Nakai

C'est un critère de rupture adapté aux sols non cohérents. L'équation a été basée sur le plan spatial mobilisé. Le concept utilisé considère que les déformations du sol sous une contrainte de cisaillement, sont gouvernées par un rapport de contraintes. Ce rapport est celui des contraintes normales et de cisaillement sur le plan mobilisé (Matsuoka & Nakai). Le rapport des contraintes ainsi obtenu est le suivant : [20]

$$F(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = \frac{I_1 I_2}{I_3} - k = 0 \quad \text{Équation 1.9}$$

Où k étant une constante qui peut être déduite de résultats expérimentaux.

3.5.7. Critère de Hoek-Brown

Depuis les années soixante des critères non linéaires ont été développés pour simuler cet état de fait. L'un des plus connus est celui de Hoek-Brown qui a été constamment développé pour pouvoir englober le plus grand nombre de types de matériaux rocheux.

Hoek et Brown, proposent un nouveau critère de plasticité adapté aux roches, empirique mais respectant la forme "optimale" de parabole observée expérimentalement dans le plan des contraintes principales (Hoek et al.). Il s'écrit de la manière suivante : [20]

$$F = \sigma_{max} - \sigma_{min} - R_c \left(m \frac{\sigma_{min}}{R_c} + s \right)^a \quad \text{Équation 1.10}$$

Avec :

R_c : la résistance en compression simple de la roche saine,

s : un paramètre définissant le degré de fissuration (1 pour un échantillon intact et 0 pour un matériau complètement granulaire),

m : un paramètre lié à la nature de la roche (notion de cohésion, typiquement de 0,1 à 5),

a : un terme sans dimension permettant de définir la forme du critère. Il est usuellement pris égal à 0,5.

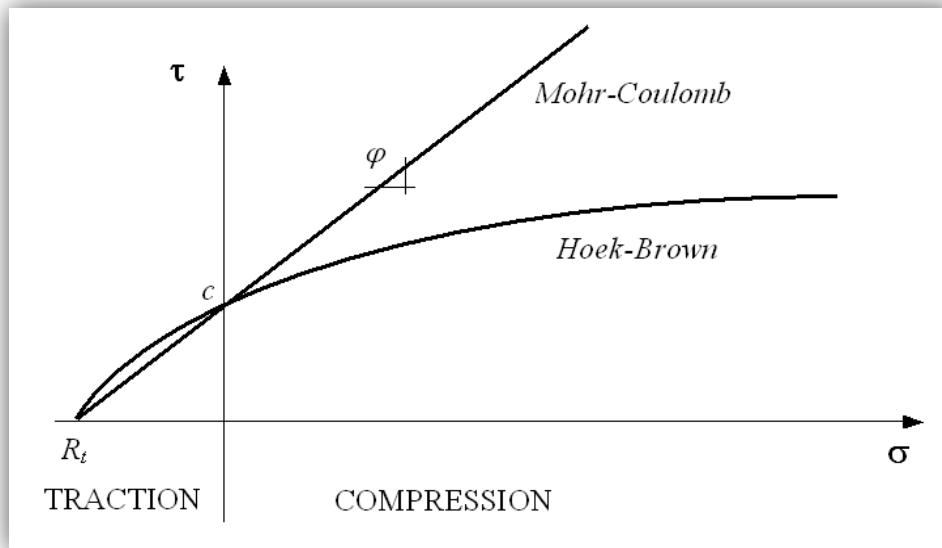


Figure 1.5 : Comparaison des deux surfaces de charge [13]

3.6. INTERPRETATION DES RESULTATS

L'impact des modèles de comportement est présenté par les critères quand nous avons traité est montrer dans le type de sol qui utilisé pour chaque modèle se sont différents l'un par rapport à l'autre, l'impact est adopté au choix de ces critères pour la modélisation dans des comportement des sols ou des roches différents, associé à plusieurs surface limite caractéristique soumise sur la linéarité ou non-linéarité pour définir la relation contrainte-déformation de chaque critère utilisé pour un certain type de sol et chacun par ces caractéristiques mécaniques.

Et le critère de Mohr-coulomb reste le critère de rupture le plus utilisé pour sa simplicité et sa bonne approche des résultats expérimentaux correspond à des matériaux élastique parfaitement plastique et que 90% des auteurs utilisant ou basons sur le modèle de comportement plastique par la loi élasto-plastique de Mohr coulomb. De nombreux de ces modèles y a qui associé au écrouissage isotrope ou cinématique et la même chose pour la loi d'écoulement si été associé ou non.

Tableau 1.1: Représentes impact des critères plastiques

Type de critère	Type de sol	Surface de charge	Loi d'écoulement	La forme adoptée	Comportement élastique
Tresca	Argiles et limons à court terme	Fermé	Non associé	Hexagone	Linéaire
Mohr-Coulomb	La plupart des sols à long terme et certain roche	Fermé	Non associé	Hexagone	Linéaire
Drusker-Prager	Sables et argiles à long terme	Fermé	Associé	Circulaire	Linéaire
Matsuoka-Nakai	Sables	Ouverte	Associé	Triangle arrondi	Linéaire
Lade-Duncan	Sables	Fermé	Associé	Triangle arrondi	Non-linéaire
Hoek Brown	Roches	Ouverte	Non associé	Hexagone	Non-linéaire

4. COMPORTEMENT VISQUEUX

La base théorique support des lois viscoplastiques dites à potentiel, est étayée par les travaux de Olszak et Perzyna, Perzyna et Lemaitre. Tous ont associé la théorie de la plasticité aux avancées de la rhéologie pour proposer le concept de la viscoplasticité.

Le modèle élasto-viscoplastique s'en distingue fondamentalement en ce sens que l'accès au domaine extérieur à la surface de charge est ici autorisé, ce qui revient à considérer : $F > 0$.

Le comportement élastoplastique indépendant du temps doit être considéré comme un cas particulier du schéma plus général de l'élasto-viscoplasticité. Très schématiquement, les surfaces équipotentielles constituent une famille de surfaces, comprises entre la surface de charge plastique correspondant à une vitesse d'écoulement infiniment lente ($F = 0$) et une autre caractéristique d'une vitesse d'écoulement infiniment rapide ($F = \infty$). Entre ces deux surfaces, se situe le domaine de la viscoplasticité, comme présenté sur la Figure 1.9. [5]

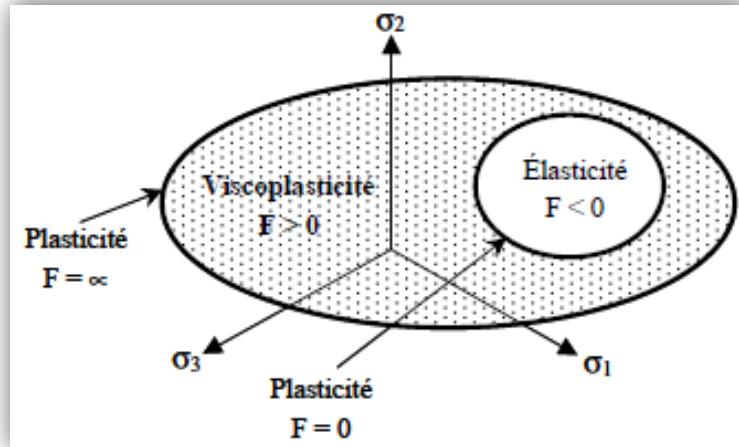


Figure 1.6 : Définition du domaine viscoplastique [5]

4.1. THEORIE DE PERZYNA

La sensibilité des propriétés mécaniques des roches à la vitesse de sollicitation a conduit Perzyna à développer une théorie dont la variable principale est la vitesse de déformation viscoplastique $\dot{\varepsilon}^{vp}$. Elle s'appuie sur le principe de partition du tenseur des vitesses de déformation totale qui s'écrit : [5]

$$\dot{\varepsilon}_{ij} = \dot{\varepsilon}_{ij}^e + \dot{\varepsilon}_{ij}^{vp}$$

Où :

$\dot{\varepsilon}_{ij}^e$: est le terme de la partie élastique du tenseur des vitesses de déformation,

$\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp}$: est assimilé au terme du tenseur des vitesses de déformation viscoplastique.

Dans le domaine viscoplastique, il est nécessaire de définir un paramètre d'écrouissage qui va être fonction de l'histoire du chargement, c'est-à-dire de la déformation viscoplastique cumulée. La fonction de charge, F , dépend donc également de l'histoire du chargement et Perzyna suggère la loi suivante :

$$F(\sigma_{ij}, \varepsilon_{kl}^{vp}) = \frac{f(\sigma_{ij})}{\kappa(\varepsilon_{kl}^{vp})} - 1$$

Équation 1.11

Où :

- f est une fonction uniquement de l'état de contrainte,
- κ est la fonction d'écrouissage.
- En posant l'hypothèse que la surface de charge, $F = 0$, est continue et convexe, Perzyna propose la loi d'écoulement viscoplastique de la forme :

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} = \frac{\partial \Omega(\sigma_{ij}, \varepsilon_{kl}^{vp})}{\partial \sigma_{ij}} \quad \text{Équation 1.12}$$

Où : $\Omega(\sigma_{ij}, \varepsilon_{kl}^{vp})$ correspond au potentiel de dissipation thermodynamique.

$$\text{Avec : } \Omega(\sigma_{ij}, \varepsilon_{kl}^{vp}) = \gamma \kappa(\varepsilon_{kl}^{vp}) \int_0^{F(\sigma_{ij}, \varepsilon_{kl}^{vp})} \langle \Phi(X) \rangle dX$$

La loi viscoplastique définie par Perzyna peut donc être qualifiée de « loi associée » par analogie à la théorie de la plasticité.

La fonction F est aussi appelée « surcontrainte » et la fonction d'écoulement $\Phi(F)$, qui détermine l'amplitude des déformations différées, est aussi qualifiée de « noyau visqueux », par Di Prisco et Pastor.

Il reste alors à définir le processus d'évolution du paramètre d'écrouissage au cours du temps. A l'origine, la théorie de Perzyna se limite à l'hypothèse d'un écrouissage isotrope. Ainsi, la fonction f, qui ne dépend que de l'état des contraintes, peut être exprimée dans l'espace des contraintes principales sous la forme :

$$f(\sigma_{ij}) = f(p, q, J_3)$$

Où p, q et J_3 désignent respectivement le premier, second et troisième invariants du tenseur des contraintes. Dans un souci de simplification des lois et de leur implémentation numérique, le troisième invariant est souvent négligé. De plus, en admettant que les déformations viscoplastiques se développent à volume constant, f devient indépendante de p. Finalement, elle peut s'écrire simplement sous la forme de Von Mises :

$$f(\sigma_{ij}) = q$$

Dans ce cas, la loi d'écoulement définie par l'équation 2.13 conduit aux simplifications suivantes :

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} = \gamma \langle \Phi\left(\frac{q}{\kappa} - 1\right) \rangle \frac{\partial q}{\partial \sigma_{ij}}$$

Au final, la loi d'écoulement, définie par Perzyna dans le cas de l'écrouissage positif isotrope, vérifie :

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} = \frac{3}{2} \gamma \langle \Phi\left(\frac{q}{\kappa} - 1\right) \rangle \frac{s_{ij}}{q}$$

4.2. THEORIE DE PRAGER

Selon Prager, à la différence de Perzyna, l'évolution des déformations viscoplastiques dépend de la variation des caractéristiques mécaniques au cours du temps. De plus, le paramètre d'érouissage est confondu avec la déformation viscoplastique cumulée, ε_{vp} . Le tenseur des vitesses de déformations viscoplastiques s'écrit sous la forme : [5]

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} = \gamma(\varepsilon_{vp}) \langle \Phi(F(\sigma_{ij}, \varepsilon_{vp})) \rangle \frac{\partial G_p(\sigma_{ij}, \varepsilon_{vp})}{\partial \sigma_{ij}} \quad \text{Équation 1.13}$$

Où :

- $\gamma(\varepsilon_{vp})$ est le paramètre de viscosité qui peut être soit une constante, soit une fonction croissante de ε_{vp} pour modéliser un fluage tertiaire,
- $F(\sigma_{ij}, \varepsilon_{vp})$ est la fonction de charge dont les paramètres mécaniques peuvent tenir compte d'un érouissage positif ou négatif du matériau,
- $\Phi(F)$ est la fonction d'écoulement,
- $G_p(\sigma_{ij}, \varepsilon_{vp})$ est le potentiel viscoplastique.

La loi de Prager fait aussi intervenir la notion de surcontrainte F de Perzyna.

Dans la littérature, différentes lois d'écoulement ont été définies. Rousset et Panet ont utilisé des lois de type puissance dont l'expression est donnée par l'équation suivant : [11]

$$\Phi(F) = \left(\frac{F}{F_0}\right)^n$$

$F_0 = 1\text{MPa}$ correspond à l'unité de référence et n est une constante supérieure à 1.

Cependant, ce type de loi tend à surestimer la résistance des roches tendres soumises à des sollicitations extrêmement lentes. Ainsi, Fodil et al. Ppuis Laigle et Kolmayer préconisent de retenir une relation exponentielle de la forme :

$$\Phi(F) = A \left[\exp\left(\frac{F}{F_0}\right)^n - 1 \right]$$

4.3. THEORIE DE CRISTESCU

La formulation récente développée par Cristescu et Hunsche s'appuie également sur la théorie élasto-viscoplastique de Perzyna. Cristescu tient compte d'un potentiel viscoplastique, G_p , différent de la fonction de charge, F . Comme pour la loi de Prager, il s'agit d'une loi viscoplastique non associée, pour laquelle la loi d'écoulement est la suivante [5] :

$$\Phi(F) = \frac{F}{F + 1}$$

La fonction d'érouissage considéré, κ , tient compte du travail viscoplastique, W_p , qui s'exprime de la manière suivante :

$$W_p = \int_0^t \sigma_{ij}(\tau) \dot{\varepsilon}_{ij}^{vp}(\tau) d\tau$$

4.4. THEORIE DE LEMAITRE

A l'origine, la loi proposée par Lemaitre avait pour objectif d'être directement applicable à des cas pratiques et en particulier aux matériaux métalliques. A une description détaillée est fournie par Boidy. [5]

D'abord, la loi d'écoulement retenue par Lemaitre est du type puissance qui définit par Prager. Ensuite, il postule que le fluage dépend de l'état de contrainte déviatoire et non plus de la surcontrainte de Perzyna. Le matériau n'a donc plus de domaine élastique et la surface de charge initiale se réduit à un point. La fonction de charge F peut s'écrire sous la forme :

$$F(\sigma_{ij}, \varepsilon_{kl}^{vp}) = \frac{f(\sigma_{ij})}{\kappa(\varepsilon_{kl}^{vp})}$$

Équation 1.14

L'expérience des matériaux métalliques a conduit Lemaitre à utiliser une fonction, f, de type Von Mises ($f = q$), traduisant indirectement que seule la partie déviatoire du tenseur des contraintes est responsable du fluage.

La loi d'érouissage est de type puissance de la forme :

$$\kappa(\varepsilon_{vp}) = \varepsilon_{vp}^{\frac{-m}{n}}$$

Où :

- M est une constante vérifiant : $1-n < m < 0$,
- ε_{vp} est le second invariant du tenseur des déformations.

La loi viscoplastique de Lemaitre est défini comme suit :

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} = \frac{3}{2} \frac{\varepsilon_{vp}}{q} s_{ij}$$

La vitesse de déformation viscoplastique équivalente $\dot{\varepsilon}_{vp}$, s'écrit alors :

$$\dot{\varepsilon}_{vp} = \gamma(q - \sigma_s)^n (\varepsilon_{vp})^m$$

4.5. INTERPRETATION DES RESULTATS

Tableau 1.2 : Comparaison des différentes lois viscoplastiques

Loi rhéologique	PERZYNA	PRAGER	CRISTESCU	LEMAITRE
Type de fonction f	Von Mises	Tresca Mohr-Coulomb	Tresca Mohr coulomb	Von Mises
Loi d'écoulement	Associé	Non associée	Non associée	Associée
Volume constant	Oui	Non	Non	Oui
Fonction d'écoulement	$\Phi(F) = F^n$	$\Phi(F) = \exp(F^n) - 1$	$\Phi(F) = \frac{F}{F + 1}$	$\Phi(F) = F^n$
Type d'écrouissage	Isotrope	Isotrope ou Cinématique	Isotrope ou Cinématique	Isotrope

- ❖ Donc on doit montrer le choix de loi de comportement va dépendre le matériau étudié : [21]

Comportement élastique :

- Pour les polymères thermoplastiques au voisinage de la température de fusion,
- Pour les verres,
- Pour les bétons frais.

Comportement plastique :

- pour les matériaux à des températures inférieures au quart de la température de fusion,
- pour les sols et roches.

Comportement viscoplastique :

- pour les métaux à moyenne et haute température,
- pour les bois, les sols (dont le sel),
- pour les céramiques à très haute température.

- ❖ Il existe plusieurs comportements plus que nous avons traité dans ce chapitre, une de ces comportement est le comportement différé qui doit être traité pour les matériaux à long terme

5. COMPORTEMENT DIFFERE

5.1. INTRODUCTION

La notion de comportement « différé » est associée à un effet du temps sur la réponse de la roche à une sollicitation mécanique, et en particulier des couplages hydromécaniques. Il est bien connu dans l'étude des argiles molles, il est significatif dans le cas des roches tendres argileuses ou marneuses, dans les roches cristallines (sel,...), mais existe aussi dans les roches dures. Ce comportement correspond à l'un des phénomènes suivants [11] :

5.2. LA CONSOLIDATION

Pour un matériau poreux, la consolidation résulte de la dissipation de la pression interstitielle, u , du fluide considéré ($u > 0$). Le couplage entre la contrainte qui s'exerce sur le squelette solide (contrainte effective) et la pression de fluide est donné par la relation de Terzaghi pour un milieu saturé [19] :

Où :

$$\sigma' = \sigma - u.I$$

Équation 1.15

σ' : est le tenseur des contraintes effectives,

σ : est le tenseur des contraintes totales constant au cours du temps,

I : est le tenseur identité.

Au cours de la consolidation, la contrainte effective, qui s'exerce réellement sur le squelette solide, augmente et le volume du matériau diminue par réduction de l'indice des vides, e . la consolidation induit par conséquent des déformations différées, fonction de la perméabilité des matériaux. En pratique, cela se manifeste par des tassements de surface et des déformations différées autour des ouvrages.

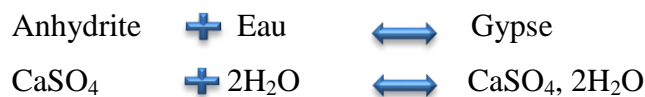
5.3. LE GONFLEMENT

Le gonflement se traduit par une augmentation de volume du matériau en fonction du temps. Il résulte souvent d'une interaction physico-chimique. Le type d'interaction peut varier selon la nature minéralogique de la roche. Deux phénomènes se distinguent :

- Le gonflement physique par adsorption de molécules d'eau libre,
- Le gonflement chimique consécutif à une modification cristallographique du matériau.

Le gonflement physique par adsorption caractérise le comportement des argiles pour lesquelles les phénomènes physico-chimiques se manifestent en fonction du bilan des forces inter particulaires en présence. Le gonflement va alors se développer, exprimant le transfert de contrainte négative de l'eau sur le squelette solide, jusqu'à atteindre un nouvel état d'équilibre.

Le gonflement chimique peut résulter de la formation de corps salins par hydratation. C'est le cas de l'anhydrite qui est une surface de calcium de formule chimique CaSO_4 . Le gonflement de l'anhydrite résulte de sa transformation en gypse $\text{CaSO}_4, 2\text{H}_2\text{O}$, par dissolution puis recristallisation. La densité du gypse de 2.32 est inférieure à celle de l'anhydrite de 2.92. Le gypse ainsi formé occupe par conséquent un volume supérieur à celui de l'anhydrite. La transformation de l'anhydrite en gypse suit la réaction chimique suivante [19] :



5.4. ESSAI DE FLUAGE

L'essai de fluage consiste à maintenir constant un niveau de déviateur à un certain seuil et à laisser évoluer les déformations. La Figure 2.1 rappelle les trois phases classiques du fluage à partir d'un essai de fluage proposé par Boidy.

Un fluage primaire (amorti), avec diminution de la vitesse de déformation dans le temps. Pour des roches très résistantes, ce type de comportement est prépondérant

- jusqu'à des déviateurs très élevés, de l'ordre de 80% de la résistance maximale à court terme.
- Un fluage secondaire (stabilisé), à vitesse de déformation constante.
- Un fluage tertiaire, avec augmentation brutale des déformations, qui conduit à la rupture du matériau. Ce comportement ultime est étroitement lié à la fragilité de la roche. [11]

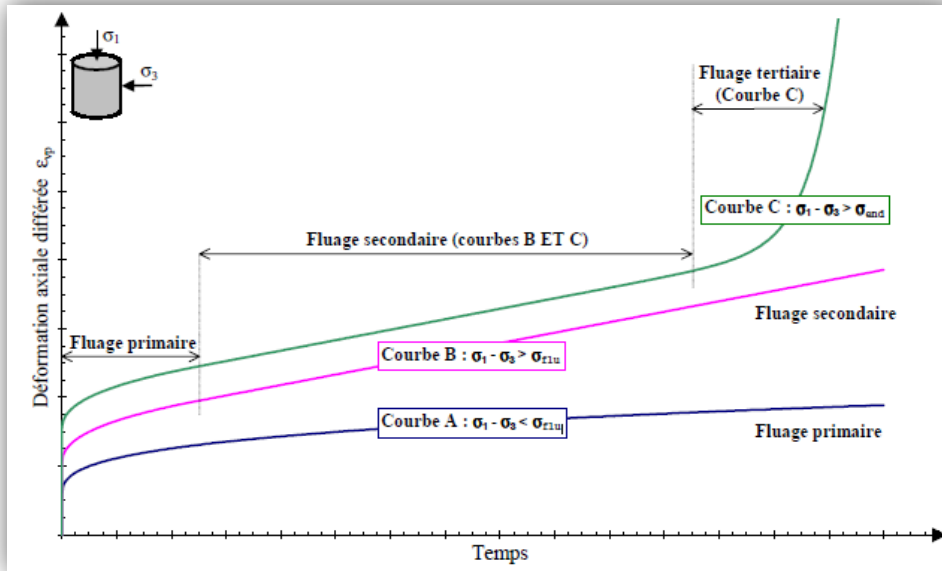


Figure 1.7 : Désignation des trois phases de fluage [11]

Des essais de fluage plus complets sur l'argilite du COx ont été menés par le laboratoire LaEGO pour le compte de l'ANDRA (Hoxha, 2004). Trois de ces essais concernant trois échantillons différents sont présentés en Figures 2.2 et 2.3. Chacun de ces essais est d'une durée de 2 mois correspondant à 4 paliers de déviateurs successifs. Bien que les échantillons présentent une teneur en eau non nulle, ces essais ont été effectués sans contrôle de la pression d'eau. Toutefois compte tenu de la faible perméabilité des argilites et malgré la durée des essais, on considérera ces essais comme pseudo non drainés. Les caractéristiques de ces échantillons sont définies dans le tableau 2.1. [11]

Tableau 1.3 : Caractéristiques des échantillons d'argilite [11]

Nomenclature de l'échantillon	Profondeur du sondage (m)	Diamètre de l'échantillon (mm)	Hauteur de l'échantillon (mm)
EST5607-2	470.34-470.55	37.68	76.30
EST5623-2	472.07-472.39	37.61	75.92
EST5623-6	472.07-472.39	37.64	76.20

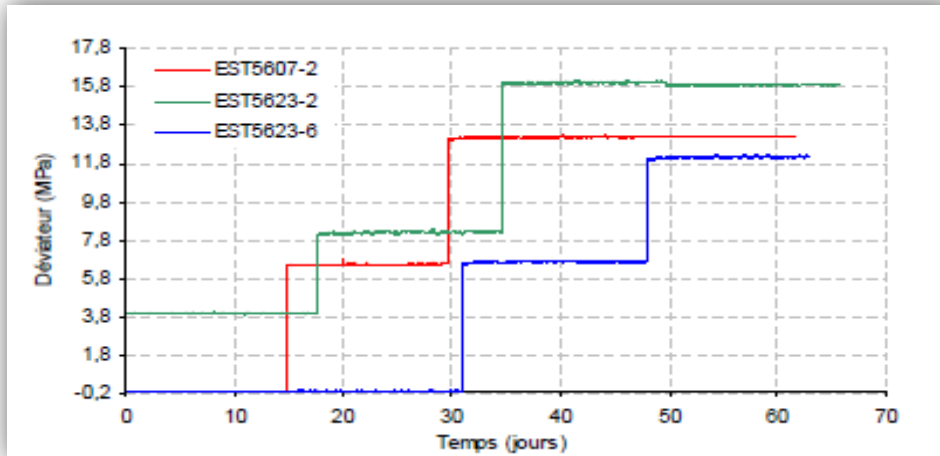


Figure 1.8 : Essai de fluage du LaEGO- Paliers de déviateurs imposé [11]

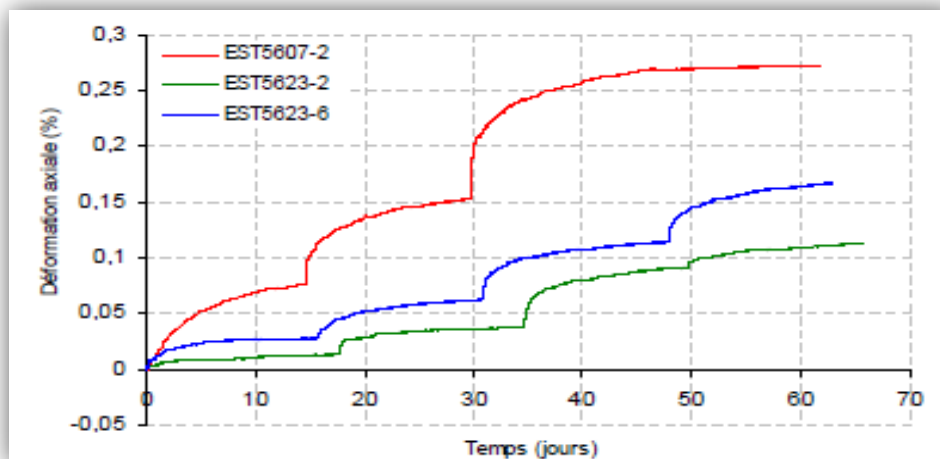


Figure 1.9 : Essai de fluage du LaGEO-Evaluation des déformations axiales [11]

Ces courbes ne présentent que du fluage primaire, ce qui traduit que l'argilite est une roche à la cinétique de fluage assez lente. Un fluage primaire peut être observé. L'ampleur de la déformation axiale varie également, ce qui peut-être se justifier par la variabilité de la teneur en eau (7,3% pour EST5607-2 et 5,5% pour EST5623-6). [11]

5.5. ESSAI DE RELAXATION

Cette dernière série d'essais a pour but de reproduire le comportement de relaxation triaxiale. Les conditions de l'essai simulé s'inscrivent dans le protocole expérimental mené par Boidy. Le confinement initial est de 10MPa, le chargement est piloté en contraintes jusqu'à un déviateur de 20MPa, avec une vitesse équivalente à 10^{-5} m/s, puis la déformation axiale est maintenue constante.

La courbe d'évolution du déviateur en fonction du temps est présentée sur la figure 2.4 superposée aux points expérimentaux obtenus par Boidy au cours d'une relaxation de 6 heures. [11]

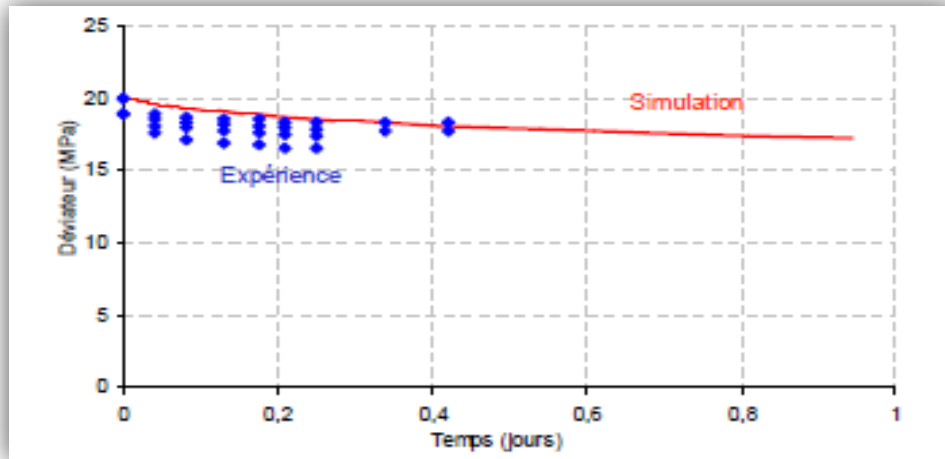


Figure 1.10 : Simulation d'un essai de relaxation [11]

La vitesse de décroissance du déviateur semble un peu lente durant les premières heures de la relaxation, mais le comportement asymptotique est acceptable.

5.6. ESSAI TRIAXIAUX A VITESSE IMPOSEE

Le comportement différé est généralement associé à la notion de viscosité qui n'est autre que la traduction au niveau mécanique de la stabilité vis-à-vis de la vitesse de sollicitation. Afin d'évaluer le rôle joué par ce paramètre, Bhandari et Inoue présentent une série d'essais triaxiaux réalisés sur des échantillons de roche tendre artificielle.

Les résultats de ces essais font apparaître une augmentation du pic de contrainte avec la vitesse de déformation ainsi qu'une modification du comportement post-pic. D'autre part, d'après les expériences menées sur une andésite par Fukui et al, la vitesse de sollicitation ne semble pas influencer sur la résistance résiduelle de la roche. [11]

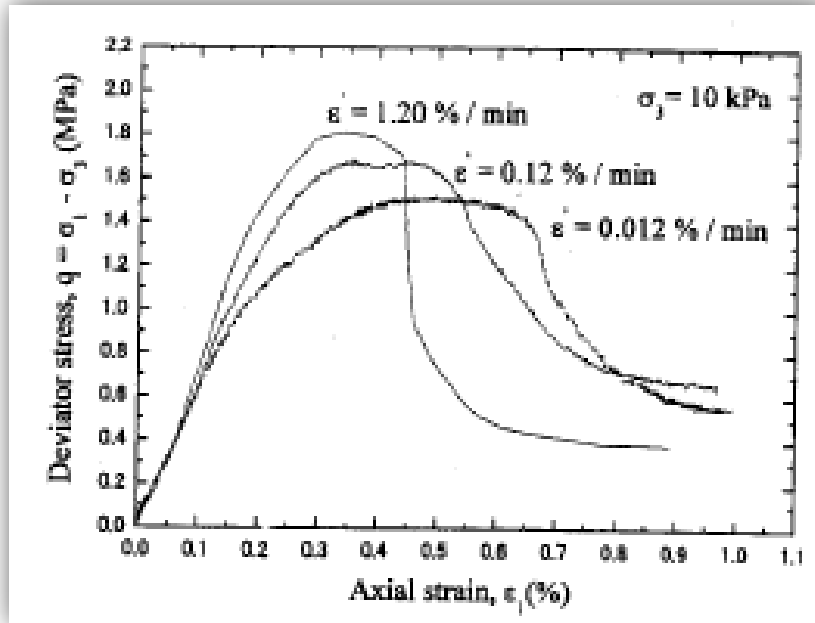


Figure 1.11 : Influence de la vitesse de sollicitation [11]

La figure 1.15 montre la variation de la résistance en compression simple d'un gré en fonction de la vitesse de déformation. Elle permet de quantifier la diminution de la résistance en fonction de la vitesse de chargement.

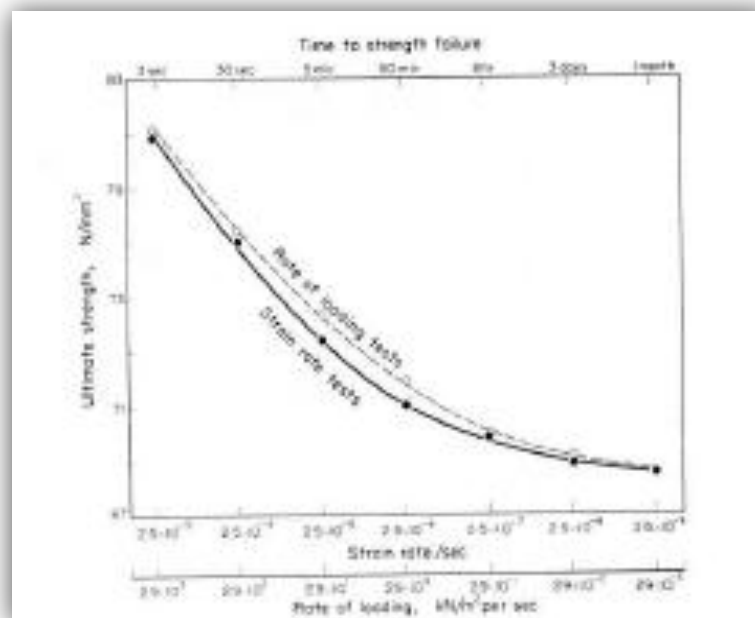


Figure 1.12 : Evaluation de la résistance en compression simple d'un grés en fonction de la vitesse de déformation [11]

Une étude similaire a été menée par Li et al sur des échantillons de granite en faisant varier, en plus de la vitesse de chargement. Pour une pression de confinement donnée, le

déviateur à la rupture augmente avec la vitesse de sollicitation, dans des proportions dépendant du confinement. Plus le confinement est élevé, moins la résistance à la rupture est sensible à l'augmentation de la vitesse de sollicitation. [11]

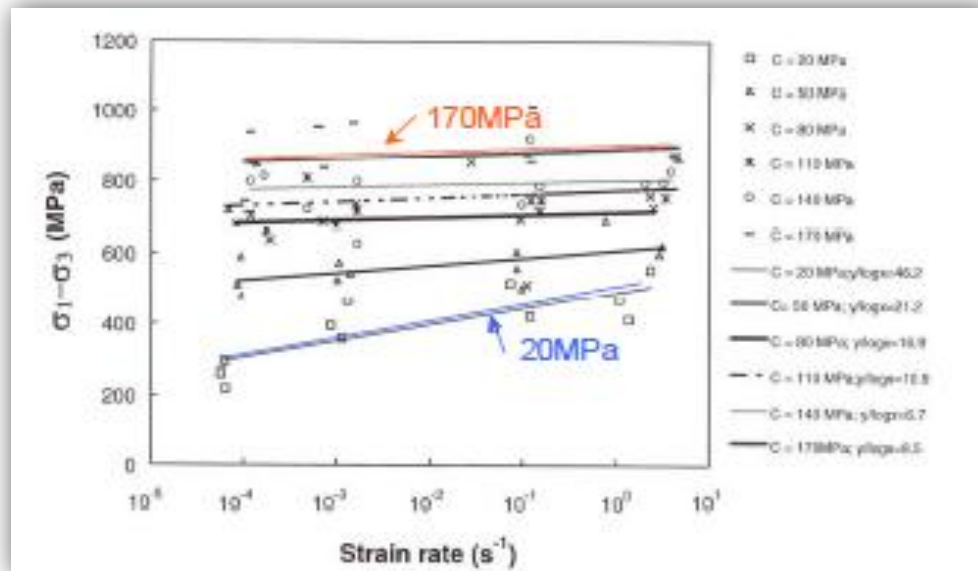


Figure 1.13 : Variation de la résistance à la rupture avec la vitesse de déformation pour différentes pressions de confinement [11]

Il est généralement admis que l'augmentation de la vitesse de déformation accroît la fragilité de la roche, diminue la déformation à la rupture, augmente la résistance à la rupture et accentue la chute de contrainte après le pic.

6. CONCLUSION

Dans ce chapitre, les auteurs ont d'abord revu les caractéristiques de plusieurs critères utilisés pour décrire les conditions d'écoulement, le potentiel plastique et les règles d'écrouissage. On a montré ensuite que les caractéristiques de plusieurs critères existants peuvent être représentées avec un système d'équation et on a montré que le critère de Mohr-Coulomb est appliqué à une grande variété de matériaux et de conditions.

L'implantation de ce critère dans un code numérique est l'objet de publication, et on préfère une représentation dans le plan de Mohr-Coulomb qui permette de déterminer les caractéristiques expérimentales connues des matériaux.

CHAPITRE 2 : **TASSEMENT DE LA SURFACE**

1. INTRODUCTION

Le creusement des tunnels peu profonds provoque des déformations en surface du massif de sols ou de roches qui les accueille. Ces déformations sont surtout représentées par des tassements, qui ne sont pas uniformes mais se concentrent à l'aplomb du souterrain sous la forme d'une cuvette. Le problème est particulièrement sensible dans les villes, où ces tassements affectent toutes les composantes du tissu urbain, qu'il s'agisse des bâtiments, des ouvrages d'art, des voiries ou des réseaux. En profondeur, d'autres ouvrages peuvent se trouver dans la zone d'influence du tunnel en construction : des tunnels, notamment quand on construit des tunnels jumeaux, où le second interagit avec le premier, mais plus généralement des ouvrages souterrains (galeries, collecteurs, etc.) et enfin des fondations profondes, qui n'ont pas forcément été prévues pour résister au creusement d'un tunnel dans leur voisinage. [6]

2. DESCRIPTION GENERALE DE TASSEMENT

L'origine des tassements est complexe et, comme le précise Leblais dans une recommandation du groupe de travail de l'AFTES, la relation entre les tassements générés en surface et la profondeur de l'ouvrage n'est pas simple à déterminer.

Le creusement d'un tunnel perturbe le champ initial des contraintes et la situation hydrogéologique dans le massif. Cette modification des contraintes s'accompagne en général d'un déplacement instantané du front vers l'excavation ainsi que d'une convergence des parois du tunnel.

Les mouvements de surface apparaissent en fait comme liés à une série de phénomènes concomitants dans le court terme :

- Perte de sol au front de taille.
- Déplacement de sol vers le vide laissé, soit par le bouclier lors de sa progression, soit la distance de pose du soutènement en arrière du front de taille.
- Déplacement de sol vers les vides latéraux créés par le bouclier (en cas de trajectoire courbe par exemple).

- Déformation du soutènement du tunnel qui vient d'être exécuté suite à sa mise en charge.

A cet ensemble de mouvements de sol on constate l'apparition d'une dépression appelée cuvette de tassement qui progresse avec l'avancement du tunnel et qui peut être reliée au volume de sol perdu. [7]

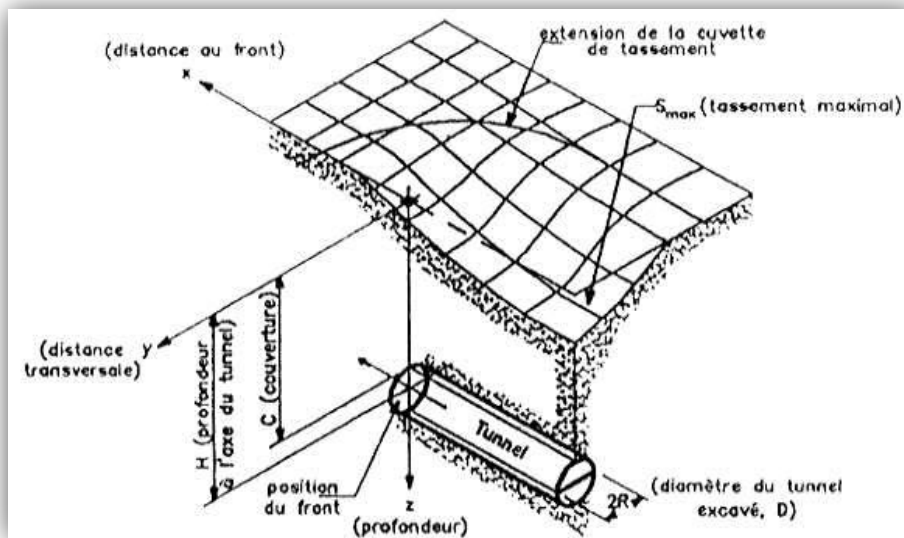


Figure 2.14 : Cuvette de tassement [7]

En fonction de l'importance et de la géométrie des vides, de la géologie et de la stratigraphie du recouvrement, le mode de rupture puis les désordres en surface peuvent prendre des formes très variées. On peut distinguer les affaissements, les effondrements généralisés, et le phénomène de fontis,... Dans ce mémoire nous concentrons sur le phénomène de fontis. [6]

3. DESCRIPTION DU PHENOMENE DE FONTIS

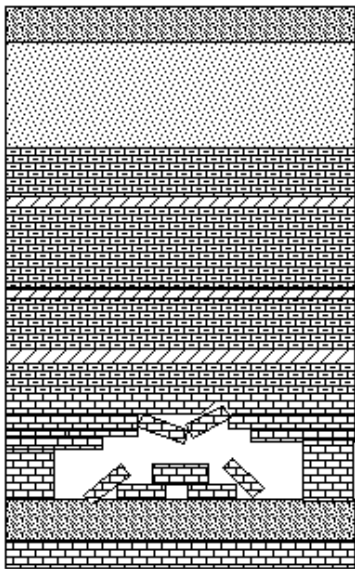
Deux grandes catégories sont établies. La première regroupe tous les effondrements généralisés qui concernent des surfaces étendues. Une zone importante d'une exploitation souterraine s'effondre et ces déformations remontent en surface. Selon qu'il existe ou non une couche sus-jacent suffisamment rigide et résistante pour stopper la remontée du vide, l'affaissement est qualifié de brutal ou progressif.

La seconde catégorie considère tous les phénomènes plus localisés dont les fontis font partie. Une cloche de fontis correspond à la remontée localisée, par effondrement successifs

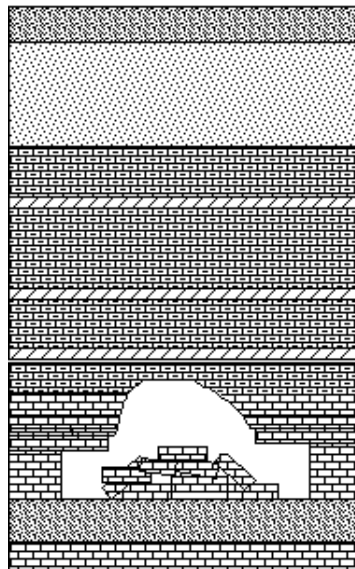
de matériau au toit d'une cavité, d'un vide selon les caractéristiques géométriques de la cavité et mécaniques des terrains sus – jacents, cette cloche de fontis peut être amené à déboucher en surface, souvent très brutalement : c'est le fontis. L'affaissement peut être de forte amplitude avec des discontinuités très nettes en surface.

Un fontis résulte d'une instabilité locale au sein d'une cavité. Cette instabilité peut concerner aussi bien le toit qu'un pilier. Les instabilités du toit commencent généralement par la chute des premiers bancs du bas-toit d'une galerie qui présente de larges portées non soutenues (largeur en général supérieure à 5m), d'un carrefour de galerie, piliers ruinés,)

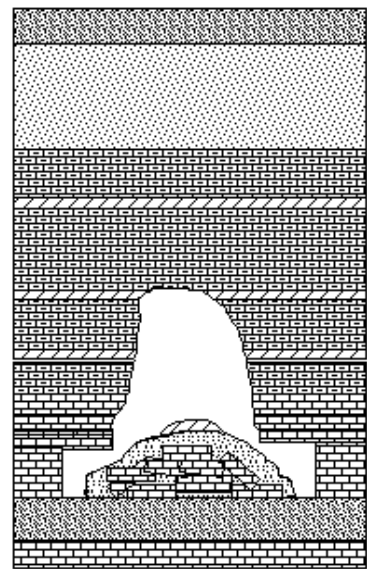
Le toit peut ensuite continuer de s'ébouler dans la cavité sous forme d'un cône d'éboulis. Une cloche de fontis se forme au sein du recouvrement. Selon la géologie, la géométrie, la lithologie,..., au sein de celui-ci, deux possibilités sont envisageables. Soit le fontis se stabilise avant de déboucher en surface : il rencontre un banc raide suffisamment résistant, ou le foisonnement des matériaux éboulés est tel que le volume de la cavité initiale et de la cloche de fontis est comblé. Soit le fontis débouche en surface et donne naissance à un cratère appelé fontis, dont les flancs sont plus ou moins pentus selon la nature des matériaux du terrain naturel. [6]



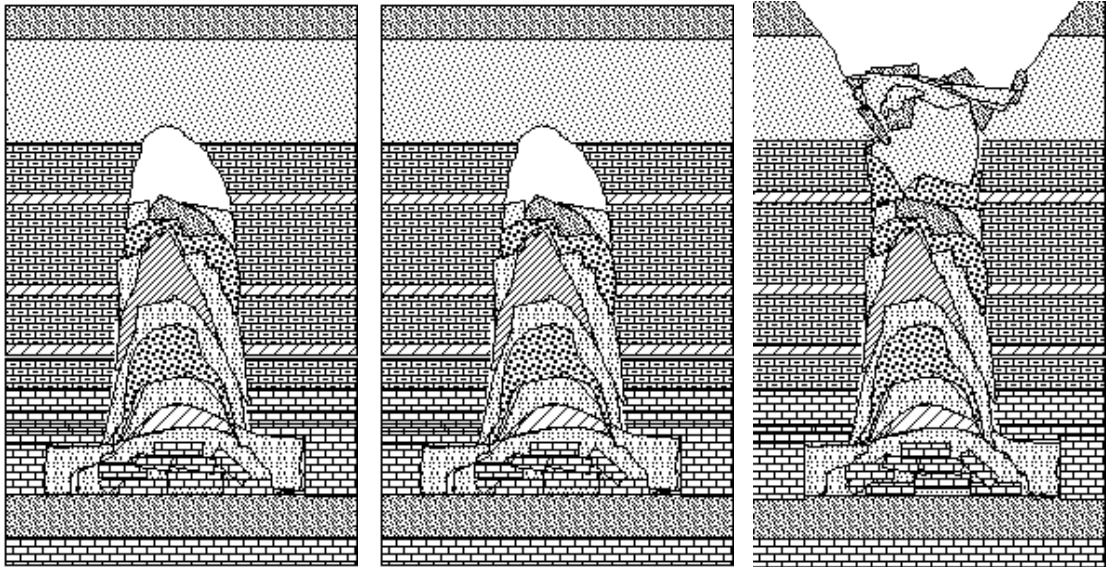
Rupture de toit avec chutes de blocs dans une ancienne exploitation



Montée de voûte par chutes successives de blocs du bas-toit.



Début de formation d'une cloche de fontis. Un cône d'éboulis commence à se former.



La cloche de fontis continue à se développer vers la surface.
Le cône d'éboulis a rempli la cavité souterraine.

Le fontis débouche au jour provoquant l'effondrement des terrains de surface.

Suite à l'altération des terrains superficiels. Le fontis prend une forme d'entonnoir stable

Figure 2.15 : Etapes de formation de fontis [19]

4. GÉOMÉTRIE DU DÉSORDRE EN SURFACE

Les manifestations du désordre en surface induites par les fontis varient d'un simple tassement accompagné de fissures jusqu'à la formation d'un cratère dont le diamètre peut atteindre plusieurs mètres. Les dimensions du désordre et le caractère brutal de sa manifestation en surface font des effondrements localisés des phénomènes potentiellement dangereux, notamment lorsqu'ils se développent au droit ou à proximité de secteurs urbanisés. Les conséquences prévisibles sur la sécurité des personnes et des biens présents dans la zone d'influence du désordre dépendent :

- du diamètre de l'effondrement en surface : on distingue le diamètre de l'entonnoir en configuration stabilisée du diamètre « instantané » de la zone affectée lors de l'effondrement (parfois sensiblement moins important que le précédent). Le Tableau 1 fournit les classes d'intensité en fonction du diamètre de fontis en surface selon les recommandations du guide des Plans de Prévention de Risques Miniers (PPRM) ;

- de la profondeur du cratère : les fontis se caractérisent par un mouvement gravitaire à composante essentiellement verticale qui peut atteindre une amplitude sensiblement égale à la hauteur de la cavité sous-jacente ou de l'ouverture de la couche exploitée. [19]

Tableau 2.4: Classes d'intensité en fonction du diamètre de fontis [19]

Classe d'intensité	Diamètre de l'effondrement
Très faible	Effondrements auto-remblayés à proximité immédiate de la surface (profondeur centimétrique)
Faible	$\varnothing < 3 \text{ m}$
Moyen	$3 \text{ m} < \varnothing < 10 \text{ m}$
Fort	$\varnothing > 10 \text{ m}$

Tableau 2.5 : Classe d'intensité en fonction de la profondeur du fontis en surface [19]

Classe d'intensité	Profondeur de l'effondrement
Limitée	$0 \text{ m} < L < 0,5 \text{ m}$
Modérée	$0,5 \text{ m} < L < 2 \text{ m}$
Elevée	$L > 2 \text{ m}$

5. RECONNAISSANCE DES CAVITÉS

Lorsqu'il est possible de créer ou de recréer une ouverture pour accéder à l'ancienne exploitation souterraine (creusement de puits d'accès ou réouverture d'anciennes galeries), un examen géotechnique du site souterrain est privilégié. Il permet d'inspecter visuellement tout ou une partie des travaux souterrains.

L'inspection visuelle des cavités repose sur l'observation d'indices de dégradation tels que l'altération du milieu, la fracturation, l'écaillage de piliers, les chutes de blocs du toit, la déformation des parois et des voûtes, etc. Il s'agit d'une méthode d'investigation simple mais qui doit être effectuée par des experts géotechniciens.

Ce type de reconnaissance permet d'éviter l'encombrement et les nuisances liées à la reconnaissance par forages mais nécessite que les cavités souterraines soient en suffisamment bon état (géotechnique et par rapport aux émissions gazeuses dans les ouvrages non ventilés) pour ne pas mettre en péril la sécurité des inspecteurs.

Lorsque les travaux sont inaccessibles (accès effondré, zone ennoyée ou trop dangereuse...), il est possible de reconnaître les cavités depuis la surface grâce à des sondages atteignant les travaux. Plusieurs techniques d'auscultation peuvent être descendues dans les forages selon les conditions du site : laser, sonar (zone ennoyée), vidéo, photographies.

Cette reconnaissance permet de préciser les informations sur les méthodes d'exploitation, la hauteur de vides résiduels, l'existence d'amorce de fontis. A terme, ces précisions aideront à analyser de manière plus fine le risque résiduel et sa qualification (forte, moyenne ou faible).

Dans le cas de vides confirmés, cette inspection donnera des indications plus précises (volume, localisation des vides) pour mettre en œuvre une future mise en sécurité du site. [19]

6. ETUDE DE LA STABILITE DES CAVITES

Les études qui portent sur la stabilité des cavités considérant deux principales catégories d'instabilité, bien que l'on puisse utiliser un nombre de catégories plus important selon la méthode d'exploitation ou les mécanismes initiateurs. La première envisage l'effondrement général de l'ensemble des cavités concernées. Par exemple, les ruptures en chaîne de piliers et les ruptures généralisées du toit ou du mur d'une exploitation font parties des modes de rupture entraînant des effondrements généralisés et donc une cuvette d'affaissement. La seconde catégorie d'instabilité est celle qui peut engendrer une remontée de fontis. Il s'agit d'une rupture localisée. Cela peut se produire au toit de la cavité, au niveau d'un pilier, à un carrefour d'exploitation, ...trois méthodes sont utilisées pour la stabilité des cavités [6] :

6.1. METHODE EMPIRIQUE

Les méthodes empiriques reposent exclusivement sur des observations faites sur le terrain et sur les retours d'expérience. Il s'agit de résultats statistiques, établis à partir d'effondrements survenus antérieurement, dont les caractéristiques géométriques ont été mesurées sur place et dans la mesure du possible, corrélées avec les caractéristiques du recouvrement.

Vachat montre que pour les carrières de calcaire grossier, il n'y a pas de venue à jour du fontis dès que la hauteur de recouvrement est 15 fois supérieure à la hauteur du vide de la carrière. Autrement dit, si le ratio H/w est supérieur ou égal à 15, alors la probabilité qu'un fontis survienne au jour est très faible. [19]

➤ Remarque :

- rapide et facile d'emploi, l'application de la règle de Vachat requiert la seule connaissance des ouvertures de vide et épaisseur de recouvrement ;
- bien que sa validité ne soit vérifiée que dans le contexte particulier des carrières de calcaire du bassin parisien, elle est souvent appliquée à d'autres contextes afin de donner un « ordre de grandeur ». Nous attirons l'attention sur le fait que la valeur seuil du rapport H/w peut être très sous-estimée pour des recouvrements constitués de matériaux peu cohérents majoritairement et/ou évolutifs en présence d'eau ;
- cette méthode ne donne pas d'information sur les dimensions du désordre attendu en surface ;
- Piggott et Eynon ont défini une épaisseur minimale de recouvrement égale à 10 fois l'ouverture des travaux souterrains (en excluant les terrains sans cohésion en surface) au-delà de laquelle le risque de fontis est jugé très rare.

Cette évaluation est obtenue à partir d'effondrements survenus au droit d'anciennes exploitations minières. Selon Matheson et Eckert-Clift, lorsque le rapport H/w est inférieur à 5, la possibilité d'apparition d'un fontis en surface est très forte. Elle décroît rapidement lorsque le rapport augmente de 5 à 11. Statham et Treharne rapportent que 90% des fontis surviennent lorsque le rapport H/w est inférieur à 6. Il apparaît qu'en contexte minier, la valeur seuil du rapport H/w apparaît en général inférieure à celle avancée par Vachat en contexte de carrière souterraine de calcaire : cette situation résulte des terrains de recouvrement qui, en contexte minier, présentent souvent des caractéristiques géotechniques meilleures. [19]

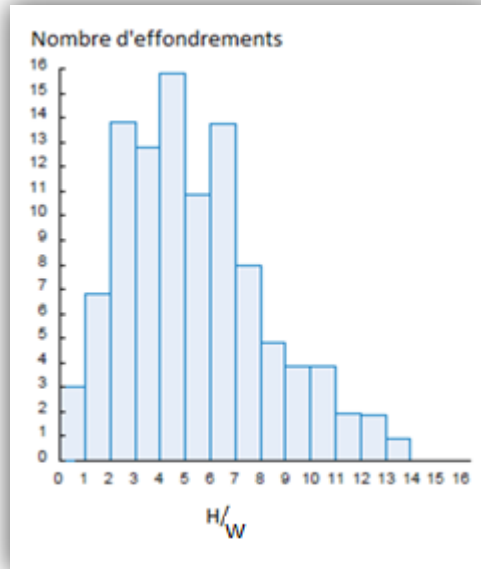


Figure 2.16 : Nombre d'effondrement en fonction du rapport H\W [10]

Tableau 2.6 : Tableau représente les différentes valeurs de rapport H\W

	H\W	Type de terrain
Vachat	15	Calcaire
Piggot-Eynon	10	Sans cohésion
Matheson-Eckert-Clift	11	Minier
Satham-Treharne	6	minier

6.1. METHODE ANALYTIQUE

Lorsque l'évaluation du risque d'instabilité nécessite un diagnostic approfondi qui ne s'inscrit pas dans le cadre d'un simple avis d'expert, l'étude de stabilité se traduit classiquement par l'estimation d'un coefficient de sécurité vis-à-vis de chacun des mécanismes de rupture considérés comme pertinents. Le principe est de déterminer et de comparer, d'une part, la charge supportable par le massif, exprimée par sa résistance (R), et d'autre part, la sollicitation régnant au sein de celui-ci (S).

$$F = R/S$$

Pour considérer que la stabilité est assurée, la valeur de F généralement admise est strictement supérieure à 1 si des coefficients correcteurs ont été appliqués aux valeurs de résistance considérées. Par défaut, on conseillera une valeur de F supérieure ou égale à 1.5.

- Méthode de l'air tributaire

Le principe du modèle de l'aire tributaire est d'admettre que chaque pilier de l'exploitation reprend individuellement les contraintes générées par les terrains situés au-dessus de ce pilier ainsi qu'une partie de ceux qui l'entourent.

L'utilisation de ce modèle est notamment possible quand l'extension maximale de l'exploitation (Q) est supérieure à une fois et demi sa profondeur (H+h), dans le cadre de carrières exploitées horizontalement, avec chambres et piliers régulières recouverts d'un matériau homogène. [10]

La méthode n'est pas adaptée dans les cas suivants :

- Pour estimer avec précision la contrainte dans un seul pilier ;
- Dès lors que l'on se situe en bordure d'exploitation ;
- Si la voûte est fracturée et entraîne un report de charge dissymétrique.

La contrainte verticale théorique moyenne exercée sur les piliers d'une zone type de la carrière est fonction du poids des terrains sus-jacents et du taux de défrètement de la carrière dans cette zone, elle est obtenue par :

$$\sigma_n = \gamma H / (1 - \tau)$$

Équation 2.1

Où

γ : est le poids volumique apparent du recouvrement (kN/m³),

H : est la hauteur de recouvrement (m),

τ : est la valeur du taux de défrètement (%).

La mise en relation entre la contrainte verticale théorique σ_n et les caractéristiques mécaniques moyennes des formations en présence, en l'occurrence la résistance ultime à la compression uniaxiale R_u , permet de définir un facteur de sécurité F qui s'exprime par la relation :

$$F = R_u / \sigma_n$$

Équation 2.1

La représentation de la valeur de σ_n en fonction du taux de défrètement de la carrière montre l'importance d'une bonne estimation préalable du taux de défrètement.

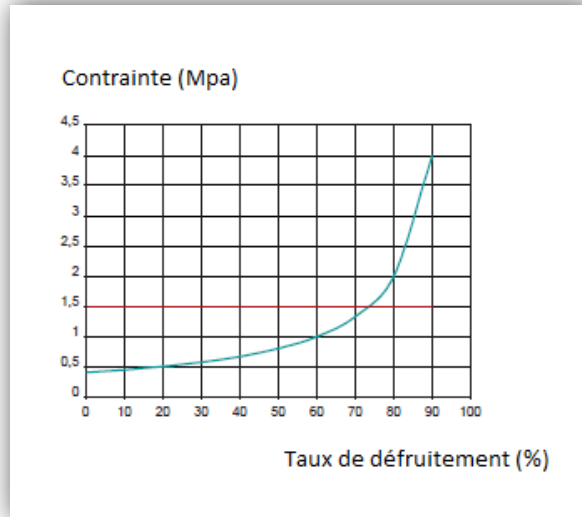


Figure 2.17 : Valeur de σ_n théorique selon le taux de défrètement [10]

- Modèle locaux de toit

L'estimation de la stabilité de la voute d'une carrière peut s'appuyer sur la qualification des efforts qui lui sont appliqués. Une portée maximale mesurée dans une galerie ou encore aux carrefours de deux galeries sera considérée et un modèle analytique appliqué selon le contexte géotechnique du site.

Les modèles décrits ci-après s'appliquent dans le cas d'un ciel composé d'une dalle d'épaisseur minimale 0.5 m, non fracturée verticalement et pour des matériaux ayant une structure stratifiée (matériaux sédimentaires).ils prennent en compte un phénomène de décollement et de flexion du ciel. [10]

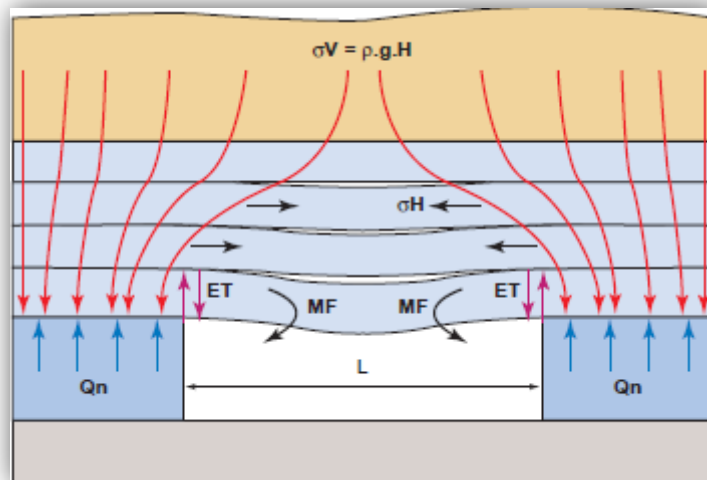


Figure 2.18 : Schéma récapitulatif des contraintes appliquées à une dalle de toit [10]

Deux types de modèles sont généralement employés :

De nombreux modèles de ce type ont été développés, dans le cadre de la théorie des poutres et des plaques en élasticité. Cette théorie est destinée, à l'origine, à des structures élancées (épaisseur faible devant les autres dimensions) mais des corrections ont été apportées lorsque cette hypothèse n'est pas vérifiée (car fréquent dans les ouvrages souterrains). Un exemple de modèle de ce type est celui d'un toit reposant sur 4 piliers encastres. Un autre exemple est celui d'un toit sur appuis simples ou encastres. Ces modèles permettent de calculer le moment fléchissant et l'effort tranchant et de remonter ainsi aux contraintes de traction et de cisaillement s'exerçant au toit. Les contraintes de traction ainsi calculées sont en général surestimées. [19]

- Modèle de plaque

Le modèle de plaque posée sur 4 appuis simples simule correctement les phénomènes rencontrés lors du croisement de deux galeries.

Pour le cas particulier d'une dalle carrée (de côté L) d'épaisseur e (avec $e \ll L$), la valeur théorique de la contrainte développée dans la fibre inférieure de la dalle au centre de celle-ci est égale à : [10]

$$\sigma_{traction\ théorique} = 0.67 (qL^2 / e^2)$$

Équation 2.2

Avec :

q : contraintes unitaires s'applique sur la plaque en kPa ;

L et e : en mètre ;

$\sigma_{traction\ théorique}$ en MPa.

La contrainte ainsi calculée est à comparer avec la contrainte en traction admissible par le matériau en prenant en compte un coefficient de sécurité à fixer selon la situation.

L'effort de cisaillement maximal est obtenu en bordure de la plaque à la jonction avec les appuis simples. Si le calcul de résistance des matériaux permet d'obtenir une valeur de résistance au cisaillement théorique, celle-ci est rarement exploitable car l'essai triaxial nécessaire à l'obtenir de la résistance réelle est rarement mis en œuvre.

- Modèle de poutre

Le modèle de poutre encastree s'applique plus particulièrement dans le cas d'une salle rectangulaire ou d'une galerie isolée. Il peut également être appliqué à l'intersection de deux galeries en comparaison du modèle précédemment décrit. [10]

L'utilisation de ce modèle de poutre est plus facile que celui de la plaque.

La valeur de contrainte à la traction théorique maximale vaut :

$$\sigma_{traction\ théorique} = qL^2 / 2e^2$$

Équation 2.3

Cette contrainte est obtenue en partie supérieure de la poutre au niveau de l'encastrement.

La contrainte ainsi calculée est à comparer avec la contrainte en traction admissible par le matériau en prenant en compte un coefficient de sécurité à fixer selon la situation.

❖ Règle d'arrêt des fontis

Lors de l'effondrement des terrains de couverture à l'intérieur de la cloche de fontis, le foisonnement des matériaux peut conduire à l'auto-comblement de l'effondrement : le volume foisonné est supérieur au volume du vide accessible.

Connaissant les coefficients de foisonnement des terrains du recouvrement, l'angle de talus des terrains éboulés et la géométrie des vides, il est théoriquement possible de calculer la hauteur de montée d'une cloche de fontis et donc de déterminer la probabilité que le désordre atteigne surface. [10]

Tableau 2.7 : Indicatif de valeurs de coefficient de foisonnement [10]

Nature de terrain	Coefficient de foisonnement	
	Matériau sec	Matériau humide ou saturé
Graves et sables alluvionnaires	1.25 à 1.30	1.15 à 1.20
Sables fins	1.25 à 1.30	1.20 à 1.30
Marnes et argiles cohérentes	1.35 à 1.40	1.25 à 1.35
Calcaire et craie	1.30 à 1.40	1.30 à 1.35
Roche	1.40 à 1.65	1.40 à 1.65

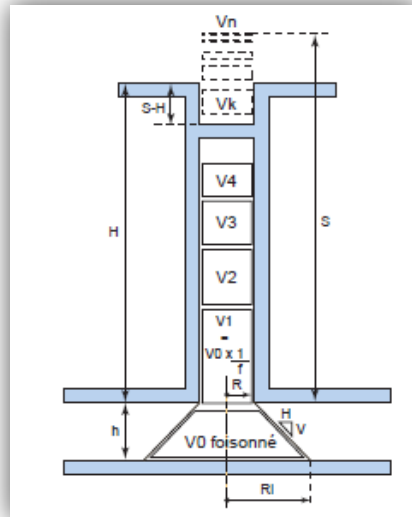


Figure 2.19 : Schéma explicatif du principe d'auto-comblement et des notations adoptées [10]

La formule donnant S (montée de fontis) se présente sous la forme :

$$S = V_0 / \pi R^2 (f - 1)$$

Équation 2.4

Avec :

R : rayon de la cheminée de fontis (m),

V_0 : volume initial des matériaux éboulés dans la carrière (m^3),

f : coefficient de foisonnement du matériau (tableau 1.3),

S : hauteur de montée de fontis (m).

En considérant un éboulement de forme conique, la valeur de S peut être approchée par la formule suivante :

$$S = h (R_i^2 + R R_i + R^2) / 3 R^2 (f - 1)$$

Avec :

R_i : Rayon de la base du cône d'éboulement (m) donné par la formule $R_i = R + h / \tan(\delta)$,

δ : Angle des matériaux éboulés dans la galerie,

h : hauteur de la galerie (m).

6.1. METHODE NUMERIQUE :

Les méthodes numériques sont des outils généraux de résolution de systèmes complexes qui ne fournissent cependant qu'une solution approximative au problème. L'intérêt réside dans leur capacité à prendre en compte des paramètres très variés (géométrie complexe

avec des discontinuités, loi de comportement évoluée, coupe géologique des terrains, présence d'une nappe phréatique et sollicitations diverses). Elles sont donc beaucoup moins restrictives que ne peuvent l'être les méthodes empiriques et analytiques.

Quatre familles différentes de méthodes numériques sont fréquemment employées dans le domaine de la géotechnique [6] :

6.3.1. La méthode des Eléments Finis (EF)

Elle est particulièrement adaptée aux milieux continus où la prise en compte de quelque discontinuités ou de fracturations n'est pas le plus important.

6.3.2. La méthode des Différences Finies (DF)

Elle est adaptée au milieu continue pour résoudre les problèmes contraints-déformations par logiciel FLAC.

Le principal avantage de cette méthode est qu'elle utilise une formulation assez simple et ne nécessite pas la construction d'une matrice de rigidité globale, par contre la discrétisation de l'espace étudié peut être délicate pour des géométries complexes du fait de l'utilisation d'un ensemble de lieux discrets.

Cette méthode présente deux inconvénients principaux. Tout d'abord, l'apparition de plasticité dans un élément ne signifie pas pour autant la rupture et la chute de celui-ci. Ensuite, comme les blocs ne peuvent pas se détacher et tomber dans la cavité, cette méthode n'est pas adaptée à l'estimation des caractéristiques du fontis en termes d'angle à la base, de surface et de foisonnement. C'est donc une méthode qui de limite à l'étude de la stabilité du toit mais pas à l'évaluation des conséquences de l'effondrement.

6.3.3. La méthode des Eléments Distincts

Cette méthode est considère les sols et les roches comme un ensemble d'éléments dont la forme peut être a priori quelconque. Cependant, plus la forme retenue sera simple et moins le modèle sera gourmand en termes de calcul. C'est pourquoi les éléments les plus courants sont de forme cylindrique (sphérique en 3D) ou quadrilatère.

Un exemple choisi est dans le bassin houiller de Provence. Didier et al. ont étudié les possibles conséquences d'un effondrement localisé par instabilité du toit ou rupture isolée de piliers. Le processus d'effondrement au toit des vides résiduels de la mine est étudié de manière analytique.

L'exemple a choisi correspond à une cavité isolée présentant les caractéristiques suivantes :

- Une largeur non soutenue de 30 m après l'effondrement d'un pilier de 5 m de largeur, placé au centre de la galerie,
- Une ouverture de 4 m,
- Un pendage de la couche exploitée de 5°,
- Quatre profondeurs différentes ont été envisagées : 30 m, 40 m, 60 m, 80 m,

Le recouvrement est composé de bancs calcaires. La fracturation est de densité variable. Cela va d'un recouvrement très fracturé à un recouvrement stratifié sans fracturation. Deux familles de simulations correspondantes ont donc été réalisées (figures 1.7 et 1.8), afin d'évaluer le risque d'effondrement pour des deux configurations extrêmes.

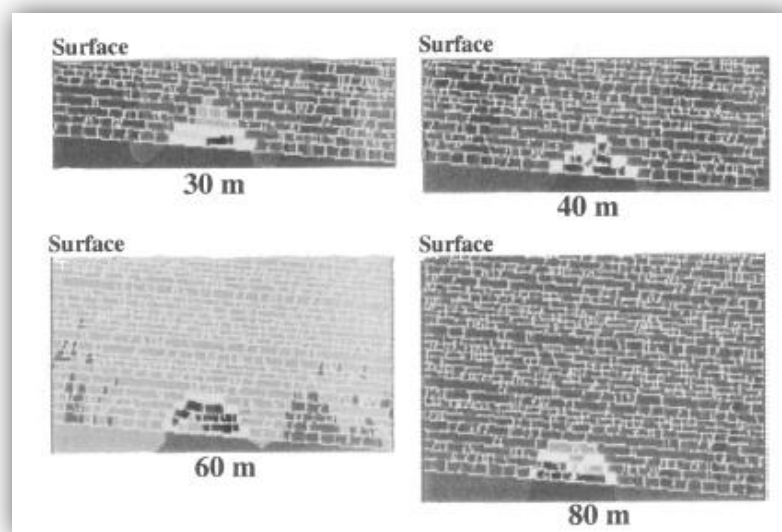


Figure 2.20 : Formation d'une cloche de fontis pour un recouvrement fracturé [6]

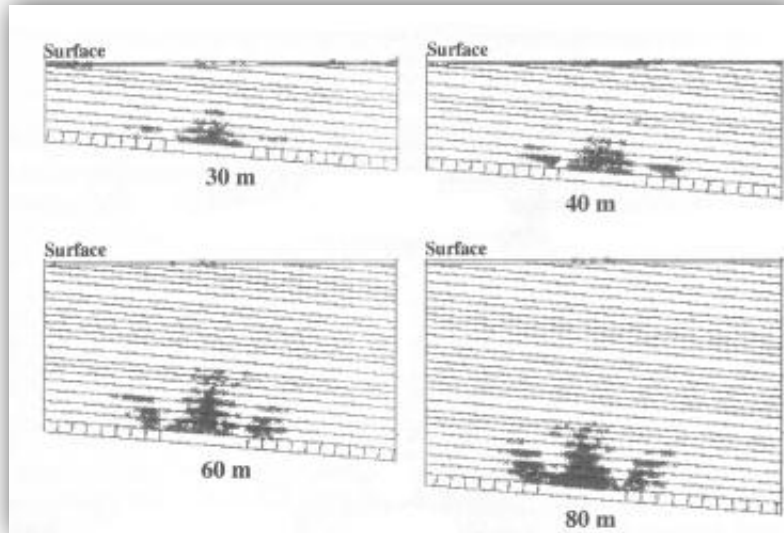


Figure 2.21 : Plastification pour le recouvrement stratifié non-fracturé [6]

Les figures 1.7 et 1.8 montrent les résultats obtenus lors de l'étude. La première illustre l'effondrement du recouvrement fracturé selon la profondeur de la cavité. La seconde montre l'apparition de zones plastifiées dans le recouvrement pour différentes simulations a mis en évidence l'importante influence de la profondeur de la cavité sur la forme de la cloche d'éboulement. Avec ou sans fracturation, l'augmentation de la profondeur a provoqué un accroissement du nombre de chutes de blocs ou de points plastiques au toit de la galerie.

Tableau 2.8 : Nombre de blocs chutés et zones de plastification dans le recouvrement [6]

Profondeur (m)	Cas Fracturé Surface de blocs chutés (m ²)	Cas non-fracturé Surface de la zone plastifiée (m ²)
30	70 (1 bancs chutés)	120 (2 bancs très plastifiés)
40	120 (3 bancs chutés)	170 (3 bancs très plastifiés)
60	150 (3 bancs chutés)	220 (4 bancs très plastifiés)
80	180 (3 bancs chutés)	270bancs très plastifiés)

6.3.4. La méthode de l'Equilibre Limite

Elle consiste à définir la géométrie des blocs autour de la zone qui nous intéresse (ouvrage souterrain, cavité,...) et à étudier ensuite leur comportement mécanique et leur mouvement. Les deux principales approches sont celles de Good-man et de Warburton. Le

code RESOBLOK est le plus connu utilisant cette approche. La méthode d'exploitation utilisée est celle des chambres et piliers abandonnés.

6.4. Perspective des résultats

Les résultats de la méthode empirique sont précisés dans des endroits où sont appliqués, donc ne sont pas généralistes pour tous les terrains, donc cette méthode est limitée pour un certain type de terrain.

La méthode analytique est basée sur la résolution des équations d'équilibre mécanique reliant l'état de contrainte dans le milieu concerné. Elle est utilisée pour la stabilité des toits de la cavité pas pour la stabilité de la surface lors de creusement, et considère les bancs du toit comme des dalles ou des poutres. Donc la méthode est adoptée pour l'un des deux exemples qui considèrent

La méthode numérique est la méthode la plus utilisable car les caractéristiques géométriques et physiques sont complexes. Lorsque les méthodes analytiques ou empiriques ne sont plus pertinentes ou applicables ou encore disposant de données suffisantes, et le choix d'une méthode à l'autre parmi les familles de la méthode numérique est basé sur les données qu'on a ou le but que nous voulons lui atteindre.

CHAPITRE 3 :
MODELISATION D'UN EXEMPLE
DE METRO D'ALGER

1. PRESENTATION DE LOGICIEL PLAXIS

Le code éléments finis Plaxis représente certainement un optimum actuel sur le plan scientifique et pratique. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité, avec prise en compte des pressions interstitielles, doté des méthodes de résolution, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique. Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options simplifiées (initialisation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller au but (prévoir le comportement d'un ouvrage). [17]

2. LE SYSTEME D'OPTIONS DU CODE PLAXIS

2.1. Le Maillage

L'opérateur peut bien entendu de spécifier un maillage très détaillé, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de nœuds, avec un contrôle permanent à l'écran.

2.2. Les conditions aux limites en déplacement

Si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra spécifier les subtilités d'une manière précise (le vecteur déplacement est nul à la base du domaine étudié, et le vecteur déplacement horizontal est nul sur ses faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec un contrôle immédiat du résultat à l'écran.

2.3. Les contraintes initiales dues au poids des terres

Peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. K_0 peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre K_0 et les autres caractéristiques mécaniques).

2.4. Les pressions interstitielles

Ont été l'objet d'un soin particulier dans Plaxis pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles,

Un calcul par élément finis fournit une masse imposante de résultats ; résultats directement utiles au projeteur : déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné du chargement, et des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit. L'ensemble de ces résultats est accessible, selon que l'on est intéressé par l'un ou l'autre aspect. [17]

3. LES LOIS DE COMPORTEMENTS UTILISES AU PLAXIS

3.1. Le modèle de Mohr-Coulomb

Qu'on a adopté au chapitre 1.

3.2. Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model (HSM))

Le modèle HSM, dérivé du modèle hyperbolique de Duncan-Chang car il en reprend, en les améliorant, les formulations hyperboliques et est adapté à tous les types de sols. La surface de charge est décrite par deux mécanismes avec écrouissage isotrope contrôlant respectivement les déformations volumiques et déviatoriques.

Les paramètres d'entrée sont : [21]

- Les paramètres de résistance φ , c , et ψ .
- La rigidité du sol est définie par les paramètres :
 - E_{50}^{ref} : Module sécant dans un essai triaxial qui caractérisant le cisaillement,
 - E_{oed}^{ref} : Module tangent dans un essai oedométrique qui contrôle le comportement volumique.
 - E_{ur}^{ref} : Le module de déchargement-rechargement,
 - m : qui contrôle la dépendance contrainte/rigidité selon une fonction de puissance Janbu.

3.3. Modèle pour les roches fracturées (Jointed Rock Model)

C'est un modèle élasto-plastique anisotrope, pour lequel le cisaillement plastique peut se produire seulement dans un nombre limité de directions de cisaillement. Ce modèle peut être utilisé pour simuler le comportement des roches stratifiées ou fracturées qui doivent être parallèles. [17]

Les paramètres essentiels de Jointed Rock model sont :

- Comportement élastique anisotrope pour les roches intactes : $E_1, E_2, \nu_1, \nu_2, G_2$.
- Les paramètres de résistance pour une direction \mathbf{i} : ϕ_i, c_i , et ψ_i .
- Contrainte limite de traction : σ_t

3.4. Modèle pour sols "mous" avec effet du temps (Soft Soil Creep Model, SSCM)

Un nouveau modèle de fluage pour les sols argileux mous a été développé par Vermeer et al. Le fluage ou la vitesse de fluage dépendent du niveau des contraintes en relation avec la contrainte de préconsolidation. Pour les sols normalement consolidés, la vitesse de fluage est élevée, pour les sols surconsolidés la vitesse de fluage est faible. En conséquence, quand le sol est chargé au-delà de la contrainte de préconsolidation, le fluage se développe rapidement et la contrainte de préconsolidation apparente augmente. Quand la contrainte effective appliquée est maintenue constante, la contrainte de préconsolidation croît avec le temps ; mais, lorsque le sol devient plus surconsolidé la vitesse de déformation du fluage décroît. On obtient alors une déformation additionnelle qui augmente logarithmiquement avec le temps, à partir de l'essai oedométriques de consolidation secondaire. [17]

- les paramètres de SSCM

Le Soft Soil Creep Model exige donc les constantes matérielles suivantes

Les paramètres de rupture comme dans le modèle du Mohr-Coulomb (c, ϕ, ψ),

k^* : Indice du gonflement modifié,

λ^* : Indice de compression modifié,

μ^* : Indice du fluage modifié,

ν_{ur} : Coefficient du Poisson pour décharge-recharge.

- Les paramètres avancés

ν_{ur} : Coefficient de poisson en charge-décharge (par défaut 0,15),

K_0^{NC} : $\sigma'_{xx} / \sigma'_{yy}$ coefficient des terres au repos pour un sol normalement consolidé,

M : Pente de la ligne de l'état critique

3.5. Modèle pour les sols mous (Soft Soil Model (SSM))

Ce modèle est un modèle dérivé du modèle de Cam-Clay. Ce dernier a été développé à Cambridge dans les années 60 par Roscoe, Schoffield et al. L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'écrouissage que provoque sur les argiles. Sous l'effet d'une pression moyenne, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante. Il s'agit d'un modèle élastoplastique avec une surface de charge. Sous la surface de charge, le matériau reste élastique. [17]

- Les paramètres nécessaires au SSM

Les paramètres de Mohr-Coulomb

λ^* : Indice de compression

K^* : Indice de gonflement

- les paramètres avancés sont les mêmes paramètres que de SSCM

4. Modélisation numérique d'un tassement en surface due lors de creusement le tunnel de Métro D'Alger

4.1. Données géométriques et géotechniques

La section de calcul a été choisie dans le tronçon Hamma\jardin d'essai

Tableau 3.1: les données géotechniques

	$\gamma_d(\text{KN}\backslash\text{m}^3)$	$\gamma (\text{KN}\backslash\text{m}^3)$	E (MPa)	ν	C '(kPa)	φ (°)
Quaternaire	19	22	120	0.25	30	27.5
Molasse	17	20.5	120	0.25	5	32.5
Marnes	22	24	500	0.3	250	30

Tableau 3.2: la perméabilité des sols et rigidité des interfaces

	K_h (m\jour)	K_v (m\jour)	R_i
Quartenaire	12.96	12.96	1
Molasse	4.32	4.32	1
Marnes	$8.6 \cdot 10^{-9}$	$8.6 \cdot 10^{-9}$	1

Tableau 3.3: Caractéristiques mécaniques de soutènement et la superstructure

Rigidité	Soutènement provisoire	Superstructure
Rigidité normale EA (KN\m)	$2.45 \cdot 10^6$	$5 \cdot 10^6$
Rigidité de flexion EI (KN.m ² \m)	$7.82 \cdot 10^3$	$2.6 \cdot 10^4$

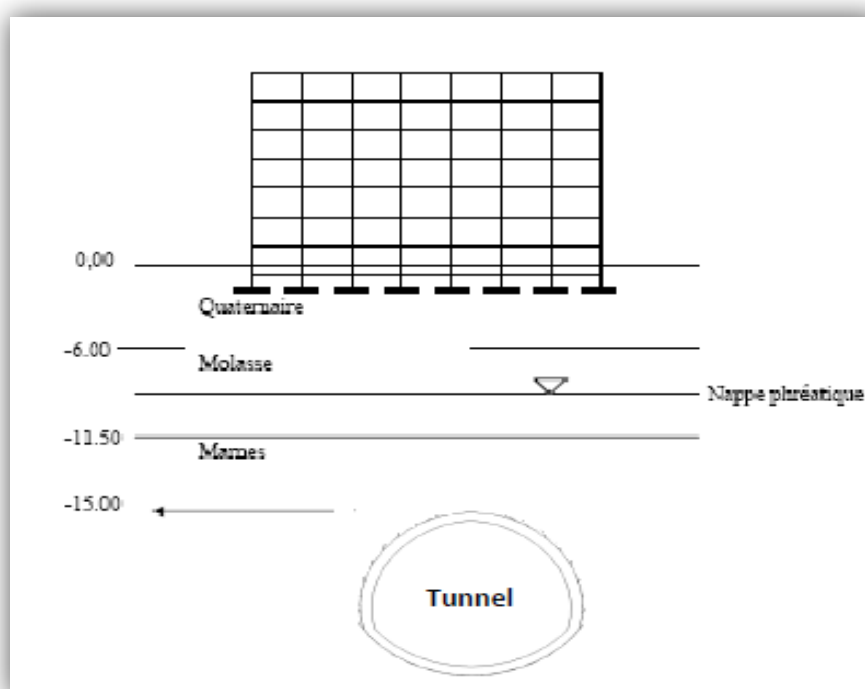


Figure 3.22 : coupe transversal de terrain

En vue de déterminer l'influence du creusement et des différents paramètres géotechniques sur les tassements en surface et les déplacements verticaux à l'aplomb de la clé de voûte, compte tenu de la symétrie du problème suivant un axe vertical, ce modèle est limité à un demi-espace. Il présente une extension latérale de 80 m depuis l'axe de l'ouvrage et descend verticalement jusqu'à 65 m au-dessous de la surface du sol.

La loi retenue pour le contact entre le soutènement provisoire et terrain est de l'adhérence parfaite, selon l'esprit même de la méthode de creusement NATM. Les calculs ont été menés en élasto-plasticité en retenant une loi de comportement élastique linéaire pour

le soutènement et une loi élasto-plastique avec un critère de rupture de Mohr-Coulomb pour les différents terrains. On a traité ce problème par ce critère à cause des données qu'on a qui sont applicables seulement dans le critère de Mohr-Coulomb et ce dernier est utilisé pour chaque type de sol.

Les conditions aux limites du modèle sont les suivantes :

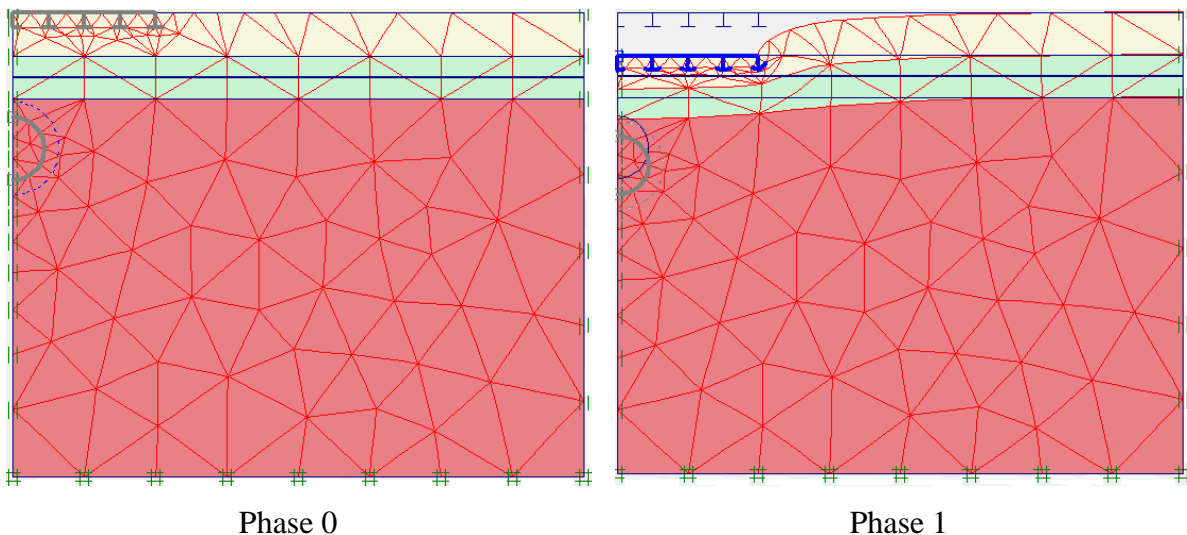
- déplacement horizontal nul suivant les limites latérales du modèle,
- déplacement vertical nul suivant la base du modèle.

Phasage des calculs :

- Phase 0 : Initialiation des contraintes,
- Phase 1 : Creusement du tunnel avec un déconfinement β_1 (ΣM stage = 0,4),
- Phase 2: Installation du soutènement provisoire, le déconfinement passe de β_1 à β_2 (ΣM stage=0,6),
- Phase 3 : Fin du déconfinement.

4.2. Résultats et interprétations

Les résultats qu'on a obtenus à partir de logiciel Plaxis



- ❖ La modélisation du métro d'Alger dans des couches des terrains présentée par ces caractéristiques sont plus rigide pour soutenir le creusement de tunnel, Cette étude n'a pas montré l'influence du creusement sur le tassement de la surface et la superstructure, parce que le déplacement est représenté par une faible valeur qui été au maximum de 4.933 mm.
- ❖ On a pris le cas le plus défavorable pour la valeur de tassement à cause que le logiciel Plaxis 2D ne prend pas comme considération les types de renforcement qui agisse sur le front de taille (comme les boulons d'ancrages ou les enfilages...) et même où y a pas le soutènement définitif.
- ❖ Ce qui veut dire impact de loi de comportement élasto-plastique sur cet exemple avec le critère de Mohr-Coulomb sur la modélisation de creusement de tunnel en zone urbaine est un impact positif.

CONCLUSION GENERALE

Au terme de cette étude il apparait l'influence des sols et les roches sur la réponse mécanique qui caractérise couramment des lois et des critères pour déterminer les conditions géométriques et les propriétés mécaniques de terrains qui agisse autour des constructions des ouvrages souterrains, et peut être généré par des tassement à la surface qui été l'un des problème les plus importants influe sur les ouvrages souterrains correspondent par une déformation sous l'effet d'une surcharge.

D'après les comportements qu'on a traités, on a utilisé le critère de Mohr-Coulomb dans le comportement plastique, pour le projet de métro d'Alger qui a été faite par le logiciel Plaxis 2D. Le choix de ce critère est adopté sur les conditions mécanique que nous avons pour obtenir les déformations agissant sur le tunnel est répondre ce dernier par un soutènement et l'importance de réduire au mieux les déformations en souterrains pour éviter les tassements en surface.

Les résultats que nous avons obtenus sont adoptés dans un seul critère ou usage dans le logiciel plaxis 2D. Le problème abordé est dans le manque des données mécaniques qu'on a parce qu'on ne peut pas basée sur une seule valeur. Donc il faut être obtenir d'autre simulation numérique pour comparer les résultats.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

- [1] ANTAO, A. M. (1997). *Analyse de la stabilité des ouvrages souterrains par une méthode cinématique régularisée*. champs-sur-marne: Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- [2] ARAFATI, N. (1996). *Contribution à l'étude des problèmes de déchargement dans les massifs de sol : application à la modélisation des ouvrages de soutènement*. Champs-sur-marne: ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSÉES.
- [3] Armando. (1997). *Analyse de la stabilité des ouvrages souterrains par une méthode cinématique régularisée*. Sequeria Nunes Antao.
- [4] BAHDA, F. (1997). *Etude du comportement du sable à l'appareil triaxial*. Champs-sur-marne: ÉCOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSÉES.
- [5] BOIDY, E. (2002). *Modélisation numérique du comportement différé des cavités souterraines à grande profondeur*. ANDRA: COYNE ET BELLIER.
- [6] CAUDRON, M. (2007). *Etude expérimentale et numérique de l'interaction sol-structure lors de l'occurrence d'un fontis*. lyon: UNIVERSITE JOSEPH FOURIER – GRENOBLE I.
- [7] DIAS, D. (1999). *Renforcement du front de taille des tunnels par boulonnage, Etude numérique et application à un cas réel en site urbain, chapitre 2, Mouvement engendrés par le creusement d'un tunnel*. lyon: Ecole nationale des ponts et chaussées.
- [8] FENG, z.-q. (s.d.). *Mécanique non linéaire*. Essonne: UFR Science et technologies université d'Eury Val d'Essonne.
- [9] HUSEIN, M. A. (2001). *Etude du comportement différé des sols et ouvrages géotechniques*. Saint-Martin-d'Hères: UNIVERSITE JOSEPH FOURIER – GRENOBLE I.

- [10] IFSTAR..*Le diagnostic de stabilité des carrières souterraines abandonnées.* (2014). France
- [11] KLEINE, A. (2007). *Modélisation numérique du comportement des ouvrages souterrains par une approche viscoplastique.* lorraine: Ecole National Supérieur de Géologie Nancy.
- [12] LEE, Y.-L. (1994). *prise en compte des non-linearites de.* paris: l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- [13] MARTIN, F. (2007). *Apport des lois d'endommagement continues pour la conception des ouvrages souterrains et la hiérarchisation des comportements rocheux.* paris: ÉCOLE NORMALE SUPÉRIEURE DE CACHAN.
- [14] MESTAT, J.-P. M. (s.d.). *lois de comportement et modélisation des sols.* Champs-sur-marne: École nationale des Ponts et Chaussées.
- [15] Nicolas POIROT, S. K.-L. (2007). *Comparaison de différentes approches numériques dans l'analyse des phénomènes d'instabilité de type fontis.* hallate: institut national d'environnement industriel et des risques.
- [16] PLASSART, R. (2011). *Modélisation hydromécanique du comportement des ouvrages souterrains avec un modèle élastoplastique.* LORRAINE: Ecole Nationale Supérieure de Géologie de Nancy.
- [17] PLAXIS Version 8, (2010).*Material Models Manual.* R.B.J. Brinkgreve Delft University of Technology & PLAXIS b.v., The Netherlands
- [18] ROJAT, F. (2010). *Comportement des tunnels dans les milieux rocheux de faibles caractéristiques mécaniques.* Champs-sur-marne: École Nationale des Ponts et Chaussées.
- [19] Sous-Sol, D. d. (2007). *Evaluation et traitement du risque de fontis lié à l'exploitation minière.* INERIS.
- [20] YU, H.-S. (1968). *Plasticity and géotechnics.* Nottingham: Springer.
- [21] ZHI, Q.-F. (2007). *mécanique non linéaire.* Essonne: UFR Science et technologies Université d'Evry Val d'Essonne.

