



**HAL**  
open science

# Accidents géotechniques des tunnels et des ouvrages souterrains - Méthodes analytiques pour le retour d'expérience et la modélisation numérique

Jamal Idris

► **To cite this version:**

Jamal Idris. Accidents géotechniques des tunnels et des ouvrages souterrains - Méthodes analytiques pour le retour d'expérience et la modélisation numérique. Autre. Institut National Polytechnique de Lorraine, 2007. Français. NNT : 2007INPL070N . tel-01752827

**HAL Id: tel-01752827**

**<https://hal.univ-lorraine.fr/tel-01752827v1>**

Submitted on 29 Mar 2018

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



## AVERTISSEMENT

Ce document est le fruit d'un long travail approuvé par le jury de soutenance et mis à disposition de l'ensemble de la communauté universitaire élargie.

Il est soumis à la propriété intellectuelle de l'auteur. Ceci implique une obligation de citation et de référencement lors de l'utilisation de ce document.

D'autre part, toute contrefaçon, plagiat, reproduction illicite encourt une poursuite pénale.

Contact : [ddoc-theses-contact@univ-lorraine.fr](mailto:ddoc-theses-contact@univ-lorraine.fr)

## LIENS

Code de la Propriété Intellectuelle. articles L 122. 4

Code de la Propriété Intellectuelle. articles L 335.2- L 335.10

[http://www.cfcopies.com/V2/leg/leg\\_droi.php](http://www.cfcopies.com/V2/leg/leg_droi.php)

<http://www.culture.gouv.fr/culture/infos-pratiques/droits/protection.htm>





<b>4</b>	<b>CHAPITRE IV:</b>	
	<b>VIEILLISSEMENT DES MATERIAUX DE CONSTRUCTION ET DES ROCHES,</b>	
	<b>COMPORTEMENT ET DESORDRES DES TUNNELS DANS LES TEMPS.....</b>	<b>54</b>
4.1	INTRODUCTION.....	55
4.2	PROCESSUS DE VIEILLISSEMENT DES MATERIAUX DE CONSTRUCTION .....	55
4.2.1	<i>Processus mécanique (physiques).....</i>	<i>55</i>
4.2.2	<i>Processus chimiques .....</i>	<i>59</i>
4.2.3	<i>Processus biologiques.....</i>	<i>62</i>
4.3	SENSIBILITE DES MATERIAUX AUX PROCESSUS DE VIEILLISSEMENT .....	62
4.4	CONSEQUENCES MECANIQUES DU VIEILLISSEMENT DES ROCHES.....	63
4.5	COMPORTEMENT RHEOLOGIQUE ET VIEILLISSEMENT DES ROCHES .....	66
4.5.1	<i>Comportement différé (généralité).....</i>	<i>66</i>
4.5.2	<i>Essais de fluage.....</i>	<i>68</i>
4.6	PARAMETRES INFLUENÇANT LE COMPORTEMENT DIFFERE .....	69
4.6.1	<i>Influence de l'état de contrainte.....</i>	<i>69</i>
4.6.2	<i>Influence de la vitesse de sollicitation.....</i>	<i>70</i>
4.6.3	<i>Influence de la température.....</i>	<i>71</i>
4.6.4	<i>Paramètres intrinsèques.....</i>	<i>72</i>
4.7	VIEILLISSEMENT DES TUNNELS ET DES OUVRAGES SOUTERRAINS.....	73
4.8	COMPORTEMENT DES TUNNELS DANS LE TEMPS .....	75
4.8.1	<i>Évolution des liants de maçonnerie .....</i>	<i>75</i>
4.8.2	<i>Évolution des éléments constitutifs des maçonneries (moellons).....</i>	<i>76</i>
4.8.3	<i>Évolution de l'environnement (terrains encaissants).....</i>	<i>76</i>
4.9	MECANISMES DE DEFORMATION DE TUNNELS .....	78
4.10	DESORDRES DE SOUTÈNEMENT EN MAÇONNERIE.....	80
4.10.1	<i>Fissures structurelles longitudinales .....</i>	<i>80</i>
4.10.2	<i>Fissures structurelles obliques.....</i>	<i>80</i>
4.10.3	<i>Fissures structurelles transversales.....</i>	<i>80</i>
4.10.4	<i>Phénomène de méplat et de ventre.....</i>	<i>81</i>
4.10.5	<i>Rupture partielle .....</i>	<i>82</i>
4.11	CONCLUSION.....	82
<b>5</b>	<b>CHAPITRE V : ANALYSES DU COMPORTEMENT MECANIQUE ET</b>	
	<b>MODELISATIONS NUMERIQUES DES TUNNELS MAÇONES.....</b>	<b>83</b>
5.1	INTRODUCTION.....	84
5.2	CARACTERES SPECIFIQUES DES TUNNELS MAÇONNES.....	84
5.3	MODELISATION DES CONSTRUCTIONS EN MAÇONNERIE.....	87
5.3.1	<i>Micro-modélisation détaillée .....</i>	<i>88</i>
5.3.2	<i>Micro-modélisation simplifiée.....</i>	<i>88</i>
5.3.3	<i>Macro-modélisation: (modélisation par un milieu homogénéisé).....</i>	<i>89</i>
5.4	MODELISATION DES TUNNELS MAÇONNES.....	90
5.4.1	<i>Soutènement et revêtement par maçonnerie.....</i>	<i>90</i>
5.4.2	<i>Elaboration de modèles numériques représentatifs des tunnels maçonnés.....</i>	<i>91</i>
5.4.3	<i>Propriétés géomécaniques du terrain, de la maçonnerie et des interfaces.....</i>	<i>94</i>
5.4.4	<i>Mise en charge du tunnel .....</i>	<i>95</i>
5.4.5	<i>Rôle de la maçonnerie et comportement du terrain encaissant.....</i>	<i>99</i>
5.5	ANALYSE DU COMPORTEMENT MECANIQUE DE LA MAÇONNERIE .....	101
5.6	EVOLUTION DU COMPORTEMENT MECANIQUE DES TUNNELS MAÇONNES .....	102
5.7	PLAN D'EXPERIENCE .....	103
5.7.1	<i>Définition et objectif.....</i>	<i>103</i>

5.7.2	<i>Structure d'un plan d'expérience</i> .....	103
5.7.3	<i>Stratégie, hypothèse adoptée (plan d'expérience)</i> .....	104
5.7.4	<i>Réponses (changements) observées</i> .....	105
5.8	ANALYSE DE RESULTATS.....	105
5.8.1	<i>Réponse étudiée et plan d'expérience élaboré</i> .....	106
5.8.2	<i>Analyse graphique</i> .....	110
5.8.3	<i>Surfaces de réponse</i> .....	112
5.8.4	<i>Analyse de la variance (ANOVA)</i> .....	115
5.8.5	<i>Modélisation linéaire par régression multiple</i> .....	117
5.9	INFLUENCE DU POIDS VOLUMIQUE ET DU MODULE D'ELASTICITE SUR LE COMPORTEMENT DE LA MAÇONNERIE.....	121
5.10	ANALYSE DU COMPORTEMENT MECANIQUE DES JOINTS .....	124
5.11	CONCLUSION.....	127
<b>6</b>	<b>CONCLUSION GENERALE</b> .....	<b>129</b>
6.1	CONCLUSION GENERALE .....	130
6.2	PERSPECTIVE.....	133
	<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIES</b> .....	<b>135</b>

---

## Notations et Abréviations

### Notations Principales :

$\sigma_T$ : La contrainte thermo-élastique	Jkn : Rigidité normale de joints
$\alpha$ : Coefficient de dilatation thermique	Jks : Rigidité tangentielle de joints
$\delta T$ : Variation de la température.	JC : Cohésion de joints
M : Masse volumique	J $\phi$ : Angle du frottement de joints
E : Module d'Young	JTr : Résistance à la traction de joints
$\nu$ : Coefficient de Poisson	Fs : Facteur de sécurité
C : Cohésion	$\sigma_n$ : Contraintes normales
$\phi$ : Angle du frottement	$\tau$ : Contraintes tangentielles
T : Résistance à la traction	$\beta$ : Coefficient de régression linéaire
Rc : Résistance à la compression	

### Abréviations Principales :

MEB : Microscope Electronique à Balayage	TEC: The Engineering Council
DDL : degrés de liberté	RMP: Risk Management Plan
M-C : Critère de rupture Mohr-Coulomb	AIRMIC: The Association of Insurance and Risk Manager
ANOVA: Analysis of Variance	ALARM: The National Forum for Risk Management in the Public Sector
AFC : Analyse Factorielle des Correspondances	DAT: Decision Aids for Tunnelling
ITA : International Tunnelling Association	
AITES : Association International des Travaux En Souterrain	
RTA: Russian tunnelling association	
AFTES : Association Française des Travaux en Souterrain	
CETu : Centre des Etudes des Tunnels	
DEM: Distinct Elements Method	
DFM: Difference Finite Method	
UDEC: Universal Distinct Elements Code	
TBM: Tunnel Boring Machine	

## **Accidents géotechniques des tunnels et des ouvrages souterrains - Méthodes analytiques pour le retour d'expérience et la modélisation numérique**

---

### **Résumé :**

---

Grâce aux innovations technologiques, et aux moyens puissants du calcul, les méthodes de conception et de réalisation des ouvrages souterrains ont été beaucoup développées au cours de ces dernières années. Néanmoins le risque fait toujours partie de chaque étape d'un projet souterrain. Du ce fait, la réalisation et l'exploitation des ouvrages souterrains font appel à des études géotechniques et des analyses approfondies pour assurer leur sécurité en minimisant les risques d'instabilité. Compte tenu des caractères propres des ouvrages souterrains, les risques d'instabilité, les accidents, même rares, ont des conséquences très importantes sur la population. Les gestionnaires sont confrontés à assurer la sécurité de ces ouvrages dès le creusement et même après leur abandon.

L'instabilité des ouvrages souterrains est une cause importante d'accidents tant pendant leur réalisation que pendant leur exploitation. La rétro-analyse d'accidents passés est l'une des méthodes permettant d'améliorer la prévention de tels accidents ainsi que la conception et le dimensionnement des nouveaux projets.

Une recherche bibliographique a permis d'établir une base de données de cas d'accidents rencontrés dans les ouvrages souterrains à travers le monde. Ces cas, actuellement au nombre de 230, concernent les phases de construction et d'exploitation d'ouvrages, chaque cas étant caractérisé par plusieurs variables associées aux phénomènes d'instabilité et aux caractéristiques géométriques et géomécaniques de l'ouvrage. Les causes et les conséquences d'instabilités ont été également analysées dont celles liées au contexte géologique et en particulier aux caractéristiques géotechniques des terrains traversés. Cette base de données a permis d'effectuer plusieurs analyses sur les instabilités des ouvrages dont la plus importante est une analyse factorielle de correspondances qui a éclairé les liaisons entre les phénomènes d'instabilités et les différentes modalités de ses variables explicatives.

Cette étude propose deux modèles numériques représentatifs des tunnels maçonnés, appuyant sur la modélisation numérique et la technique des plans d'expériences elle porte également sur l'analyse du comportement mécanique de la structure du soutènement en maçonnerie et son évolution en fonction de temps où l'influence des certains paramètres mécaniques du soutènement en maçonnerie a été quantifiée et évaluée par différentes méthodes d'analyses dont l'analyse de la variance et la modélisation par régression multiple.

---

**Mots clés :** Base de données, risque, instabilité, tunnels, ouvrages souterrains, faible profondeur, maçonnerie, plan d'expérience et modélisation numérique.

---



## **Tunnels and underground constructions geotechnical accidents – Analytical methods for experience feedback and numerical modelling**

---

### **Abstract:**

Later years, technological innovations and powerful computers have significantly ameliorated the design and the construction of the underground works. But the risk term consist always a part of each stage of an underground project.

The construction and the exploitation of underground works call upon a géotechnical studies and a risks analysis to ensure the safety and to reduce as possible instability risks. Taking into account the own characters of underground works, the risks of instability, the accidents, even rare, they have important consequences on the population. The managers are confronted to ensure the safety of these works not only during construction but also even after their abandonment.

The instability of the underground works is an important cause of many accidents during their construction and exploitation. Experience feedback of previous accidents is one of used methods that allows improving the prevention of such accidents during the design and the construction of new underground works projects.

A bibliographical search enabled us to establish a database of tunnels and underground constructions accidents in the world. These database contains currently 230 case related to the two phases of construction and exploitation of underground constructions, each case was characterized by several variables associated to instability phenomena, to geometrical and géomechanicals characteristics of the concerned underground construction.

The causes and the consequences of instabilities phenomena were also analysed especially those related to the particular geological context and the géotechnical characteristics of the surrounding ground. The established database enabled us to carry out several analyses on instabilities phenomena like as a factorial correspondence analysis, which aims to discover the relations between instabilities phenomena and their explanatory variables.

This study proposes two representative numerical models of vaulted tunnels supported by masonry structure. Biased on the numerical simulation and the experimental design technique, it also relates to the analysis of the mechanical behaviour of the masonry structure support and its evolution in the time, where the influence of certain mechanical parameters of masonry structure was quantified and evaluated by various analyses methods such as multivariate variance analysis and the linear modelling by multiple regression.

---

**Key words:** *database, risks, instability, shallow tunnels, underground works, masonry, experimental design and numerical modelling.*

**Chapitre I :**  
**Introduction générale**

## 1.1 Croissance de la construction des tunnels et d'ouvrages souterrains

La construction des tunnels est l'une des premières activités d'ingénierie qui ait laissé des traces importantes sur l'histoire récente de la civilisation humaine. « *Le tunnel le plus ancien actuellement connu semble bien être celui qui a été construit en Mésopotamie sous l'Euphrate il y a 4 000 ans à l'époque de la reine Sémiramis. Ce tunnel est d'une longueur de 1 km, il reliait le palais royal de Babylone au temple de Jupiter* » (Gesta 1, 1994).

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

Aujourd'hui, l'importance croissante des considérations environnementales et la saturation du terrain urbain conduisent à un accroissement de la construction d'ouvrages souterrains. La figure 1 qui donne la longueur cumulée des ouvrages souterrains construits dans le monde entre 1999 et 2004, (Atkins et al., 2006), montre ainsi la permanence du nombre d'ouvrages souterrains construits durant ces dernières années.

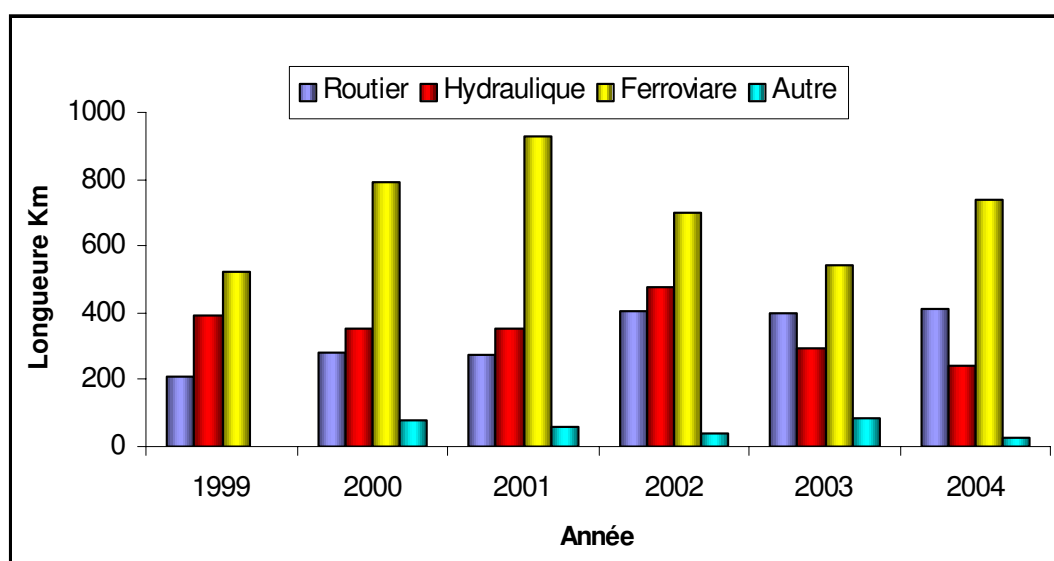


Figure 1. Tunnels construits entre 1999 et 2004 dans le monde (Atkins et al., 2006)

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

## 1.2 Risques liés aux tunnels urbains et ouvrages souterrains

La construction en souterrain, particulièrement dans le cas des tunnels urbains engendre des risques spécifiques pendant tous les stades du projet et en particulier durant sa construction, son exploitation et après son abandon. En raison des incertitudes inévitables, sur la réponse du terrain à l'effet du creusement, sur les conditions hydrologiques liées à la présence potentielle de l'eau souterraine, sur l'efficacité du soutènement et autres incertitudes géologiques, géotechniques ou geo-mécaniques. Les ingénieurs, les ouvriers et les usagers et les riverains de l'ouvrage s'exposent à différents risques dont les impacts peuvent être considérables sur la sécurité des personnes et des biens.

L'histoire des tunnels mentionne en effet des effondrements spectaculaires et autres désastres qui démontrent l'existence d'un potentiel d'accidents à grande échelle pendant le creusement et l'exploitation d'un tunnel.

Du fait que les tunnels se situent souvent dans des secteurs urbains, les conséquences des accidents peuvent être graves et toucher à la fois l'ouvrage, les personnes, l'environnement et l'économie (impacts socio-économiques).

Nous allons rapidement aborder dans la suite la nature et l'origine des risques attachés aux ouvrages souterrains et aux tunnels urbains en particulier. Nous évoquerons également, pour information générale dans l'annexe I, quelques méthodes d'évaluation des risques qui peuvent être utilisées dans le domaine de la construction des ouvrages souterrains.

Les ouvrages souterrains en milieu urbain, les tunnels en particulier, ont des caractéristiques spécifiques liées à leur fonction et à la nature des milieux traversés. Ils sont en effet, habituellement situés à faible profondeur dans des zones saturées aux infrastructures multiples aériennes et souterraines en présence de populations.

En plus des conditions environnementales, la complexité des milieux traversés sur le plan géotechnique et topographique participe à accroître la probabilité et d'erreurs durant l'étape préliminaire de la conception et d'incidents ou d'accidents durant les travaux d'exécution et l'exploitation de l'ouvrage.

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

1. Risques géotechniques et géologiques : ces risques sont liés à l'insuffisance des informations obtenues à travers la campagne de reconnaissance, à la capacité de prévoir la réponse du terrain à l'action de creusement ;
2. Risques hydrologiques : les risques hydrologiques sont associés à l'insuffisance des informations recueillies en ce qui concerne l'hydrologie souterraine dans la zone du projet ;
3. Risques d'étude : liés surtout à la difficulté du projet à s'adapter aux conditions géomécaniques rencontrées réellement, aux défauts de construction, à l'expérience du bureau d'étude ainsi qu'aux contraintes contractuelles ;

4. Risques de construction ou de creusement : liés au choix de la méthode de construction non appropriée ou mal maîtrisée, aux phénomènes d'instabilité, à l'expérience de l'équipe du constructeur et aux contraintes contractuelles ;
5. Risque opérationnel liés aux défauts de fonctionnement et aux accidents ;
6. Risque financier, lié aux contraintes sociales et politiques, à la non-acceptation des responsabilités, aux contentieux et à la sécurité.

Notre travail portant principalement sur les aspects géomécaniques, il convient de mettre l'accent en particulier les risques liés aux instabilités des ouvrages souterrains.

Nous pouvons distinguer plusieurs risques liés aux instabilités dans les ouvrages souterrains et les classer selon une échelle de gravité des impacts correspondants, (Vlasov et al., 2001), (Oggeri et al., 2004) :

### **1.2.1 Effondrements**

Les effondrements représentent une menace concrète sur la stabilité des ouvrages souterrains, notamment pendant la phase de construction. Les effondrements peuvent être liés directement à une évolution du comportement du terrain encaissant ou à une défaillance mécanique du système du soutènement. Dans les ouvrages situés à faible profondeur un effondrement se produisant dans le tunnel peut remonter jusqu'à la surface et engendrer des dégâts conséquents.

### **1.2.2 Désordres**

Les désordres ont des conséquences moins graves que les effondrements. La chute et le glissement de blocs, les éboulements, les fissurations, l'infiltration de l'eau souterraine, le soulèvement de radier, les ruptures et les déformations localisées du soutènement sont les exemples les plus fréquents de désordres rencontrés dans les ouvrages souterrains.

Afin d'évaluer les risques de désordres, Burland et Worth (1974), Burland (1995) et Boscardin et Cording (1989) proposent une relation qui classe les dommages selon plusieurs catégories en fonction du degré de sévérité des dégâts et l'extension des dommages. Le tableau 1 donne les classes de désordres selon Boscardin et Cording (1989).

Catégorie de dommages	Degré de sévérité	Déformation limite en extension
0	Négligeable	0-0.05
1	Très faible	0.05- 0.075
2	faible	0.075-0.15
3	Modéré	0.15-0.3
4-5	Sévère à très sévère	>0.3

**Tableau 1. Relation entre la classe des désordres et l'extension critique Boscardin et Cording (1989)**

### 1.2.3 Tassements en surface

Les tunnels urbains sont des ouvrages souterrains situés à une profondeur généralement faible et souvent creusés dans des terrains meubles ou de sols. Le creusement de ces ouvrages engendre, souvent, un tassement du sol au-dessus du tunnel, pouvant endommager les infrastructures situées en surface.

La cuvette de tassement ou la dépression provoquée à la surface du sol par le creusement d'un tunnel est définie par le tassement maximal ( $S_{\max}$ ) et la distance du point d'inflexion caractérisant l'extension latérale de la cuvette, figure 2.

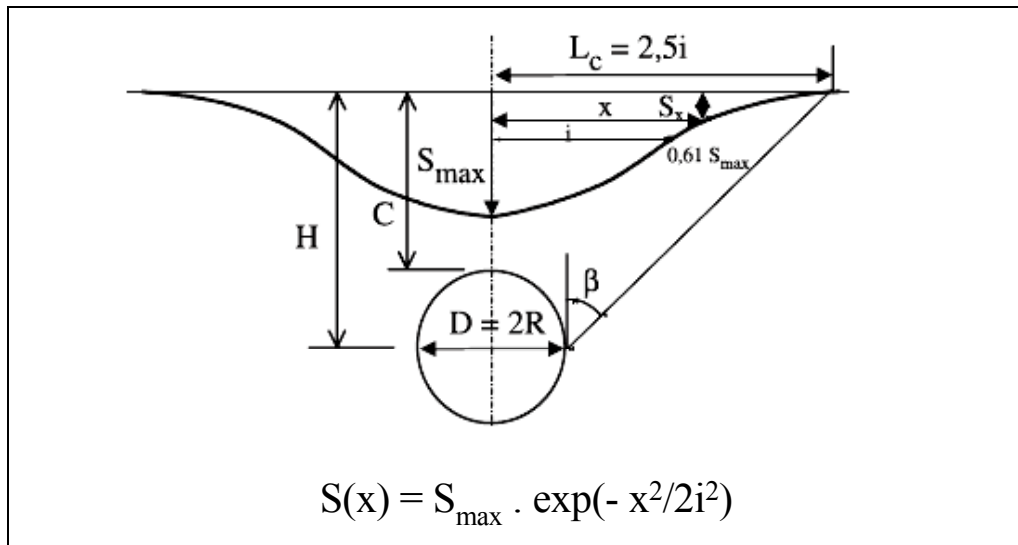


Figure 2. Forme de la cuvette de tassement (Mair et al.,1996)

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

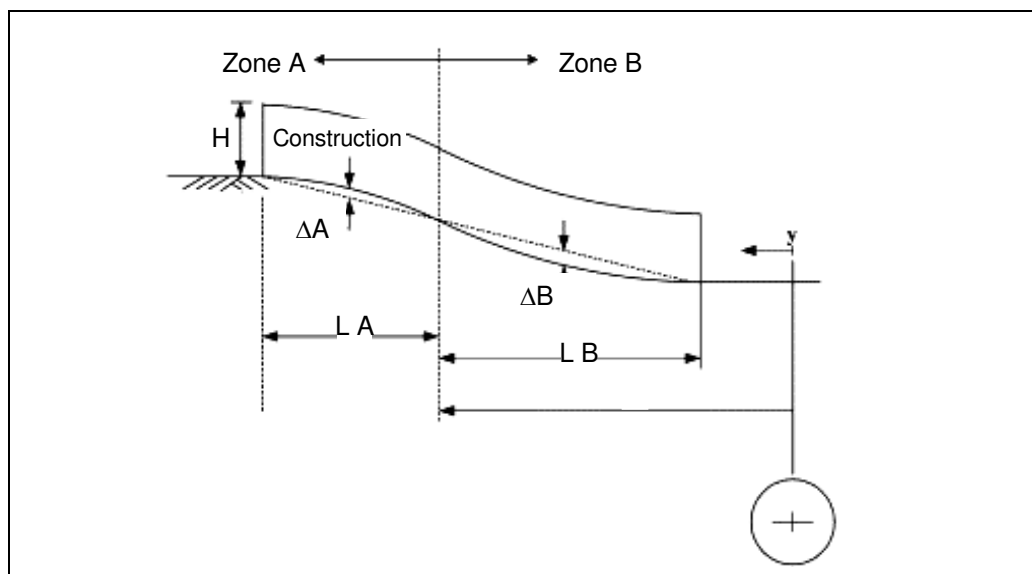


Figure 3. Déformation d'un bâtiment dû du tassement provoqué par le creusement d'un tunnel (Mair et al.,1996)

Les différents types d'instabilités des ouvrages souterrains sont liés aux conditions géotechniques, géologiques, hydrologiques et techniques du projet souterrain. Ces différents types de risque d'instabilités, ainsi que certaines méthodes d'évaluations de risques des ouvrages souterrains sont reportés dans l'annexe I.

### 1.3 Contexte et objectif de la thèse

Les tunnels urbains, présentent des caractéristiques et des manifestations d'instabilité spécifiques au regard de l'évolution de leur comportement mécanique, des méthodes de constructions et des soutènements utilisés. Et les accidents, même rares, ont un impact et des conséquences importantes sur les équipements, les usagers et la population.

Les gestionnaires sont obligés d'assurer la sécurité des ouvrages dès les premières étapes de la construction, pendant le creusement, l'exploitation et même après l'abandon de ces ouvrages.

Le retour d'expérience dans le domaine de la construction en souterrain constitue un véritable moyen qui ne permet pas seulement d'améliorer la construction des nouveaux projets mais qui permet aussi d'éviter des accidents indésirables liés aux instabilités des ouvrages souterrains en service. Adoptant la technique du retour d'expérience et s'appuyant sur des modélisations numériques, ce travail de recherche contribue à l'élaboration d'une méthodologie d'analyse des phénomènes d'instabilité rencontrés dans les ouvrages souterrains et en particulier dans ceux qui sont situés à faible profondeur. Cette contribution s'appuie notamment sur :

- ❖ Une recherche bibliographique sur la gestion des risques associés aux différents stades de la construction des ouvrages souterrains et les outils et les techniques utilisés dans ce domaine;

- ❖ La retro-analyse de cas d'instabilités réels et l'établissement d'une base de données d'instabilités rencontrées dans des tunnels et des ouvrages souterrains au niveau mondial ;
- ❖ La proposition de modèles numériques représentatifs de tunnels soutenus ou revêtus par des maçonneries, ce type de soutènement massif étant souvent utilisé dans les ouvrages souterrains anciens qui posent aujourd'hui de nombreux problèmes de maintenance ;
- ❖ L'analyse du comportement mécanique du soutènement en maçonnerie, l'évaluation et la quantification de l'influence de certaines propriétés mécaniques de la maçonnerie sur le comportement mécanique des tunnels.

Hormis l'introduction générale, ce mémoire se compose ainsi de plusieurs chapitres principaux :

**Le deuxième chapitre** sera consacré à la présentation du contenu, de la structure et de l'organisation d'une base de données spécialement élaborée pour décrire et caractériser les instabilités des tunnels et des ouvrages souterrains.

**Le troisième chapitre** présentera les analyses statistiques élémentaires et les analyses de données avancées effectuées sur la base de données, les phénomènes principaux d'instabilité et ses variables explicatives ainsi les principaux résultats obtenus.

**Le quatrième chapitre**, sera consacré à une recherche bibliographique sur le phénomène du vieillissement de matériaux de construction et de roches en cherchant les causes, les mécanismes et les origines du phénomène. Dans un deuxième temps ce chapitre approchera le comportement et les désordres des tunnels dans le temps et particulier le comportement de tunnels maçonnés.

**Dans le cinquième chapitre**, nous proposerons deux modèles numériques représentatifs des tunnels soutenus ou revêtus par maçonnerie. Ces modèles sont élaborés par la méthode des éléments distincts et leurs éléments géométriques et géomécaniques sont inspirés des ouvrages maçonnés de notre base de données. Nous aborderons également une analyse du comportement mécanique des éléments constitutifs de la maçonnerie (moellons, joints) suivie par une étude de l'évolution du comportement mécanique de la maçonnerie dans le temps par la technique de plans d'expériences et la simulation numérique.



**Chapitre II :**  
**Etablissement, présentation d'une base de données (instabilités des tunnels et des ouvrages souterrains)**

## 2.1 Introduction

Les méthodes de dimensionnement, les outils de calcul, les techniques de creusement et les modes de soutènement des ouvrages souterrains ont significativement évolué au cours du temps. Mais l'histoire de la construction en souterrain réserve beaucoup de surprises et d'accidents qui mettent en jeu la stabilité des ouvrages.

Du fait que les ouvrages souterrains sont soumis à de nombreuses contraintes dont celle du terrain dans le quel ils sont excavés, ils sont considérés comme des ouvrages vulnérables pouvant connaître des instabilités dont les conséquences peuvent être graves sur leur environnement physique mais aussi sur la sécurité des personnes, des usagers et des biens à court ou à long terme.

L'histoire des travaux en souterrain est parcourue d'accidents tragiques avec des pertes de vies humaines (Sandstrom, 1969, R.T.A, 1997, 2000). Les dégâts sont la conséquence directe ou indirecte d'accidents survenus pendant les deux phases de la réalisation et de l'exploitation des ouvrages. Ces accidents peuvent avoir par ailleurs des répercussions économiques et des impacts sociaux qui ne doivent pas être négligés (Anderson, 1998).

L'association Internationale des Travaux en Souterrains (AITES) vient de publier en 2005 les effondrements les plus tragiques des ouvrages souterrains pendant les dix dernières années, (tableau 2).

Projet	Pays	Année	Perte (Million US\$)
Heathrow Express	R.U	1994	141
Métro Taipei	Taiwan	1994	12
Métro Munich	Allemagne	1994	4
Métro Los Angels	Etats unis	1995	9
Métro Taipei	Taiwan	1995	29
Hull Yorkshire	R.U	1999	55
TAV Bologna - Florence	Italie	1999	9
Métro Taegu	Corée	2000	24
TAV Bologna - Florence	Italie	2002	12
High Speed Railway	Taiwan	2002	30
Métro Shanghai	chine	2003	80
Métro Singapore	Singapore	2004	Importante
Métro Barcelone	Espagne	2005	Importante
Métro Lausanne	Suisse	2005	Importante

Tunnel de Lane Cove	Sydney	2005	Importante
Méto Kaohsiung	Taiwan	2005	Importante

**Tableau 2. Pertes majeures dans les tunnels en cours de construction depuis 1994 (Heiko et al., 2005)**

La perte totale de ces accidents dépasse 600 millions de US\$, (Heiko et al., 2005). Ils concernent principalement des accidents survenus pendant la phase de construction.

Concernant la phase d'exploitation, les accidents sont plus rares mais leurs conséquences économiques et sociales sont généralement catastrophiques. Le tableau 3 présente ainsi quelques exemples célèbres dont l'accident ferroviaire dramatique de Vierzy en France en 1972.

Tunnel	Pays	Année	Accident	Dégâts	Victimes
Vierzy	France	1972	Effondrement, collision de 2 trains	Importante	348
Great Belt Link	Denmark	1994	Incendie	33 million US\$	0
Anatolia Motorway	Turquie	1999	Effondrement (Séisme)	115 millions US\$	0
(SOCATOP) Paris	France	2000	Incendie	8 millions US\$	0

**Tableau 3. Pertes majeures dans les tunnels pendant l'exploitation (Heiko et al., 2005, Levy, 2000)**

L'accident mortel de Vierzy s'est produit à la suite d'une chute de blocs (effondrement) du toit dans le tunnel, ce qui a entraîné un déraillement puis une collision entre deux trains. D'après les nombreuses études qui ont été menées à la suite de cet accident, il a été conclu que la chute de blocs résultait du vieillissement, de la dégradation des terrains puis de la défaillance du soutènement du tunnel (Kerisel, 1975, Levy, 2000).

Dans les travaux souterrains peut-être plus qu'ailleurs (en raison de la difficulté de prévoir la réponse du terrain au creusement) le retour d'expérience des travaux antérieurs apporte une contribution essentielle à la qualité des nouveaux projets. Le retour d'expérience est basé sur les connaissances issues des travaux antérieurs qui constitueront alors une source de renseignements précieux pour les futurs projeteurs.

Le retour d'expérience des travaux antérieurs apporte ainsi une contribution essentielle à la qualité et à la réussite des nouveaux projets. L'un des objectifs de cette méthode est d'améliorer la gestion des risques liés aux travaux souterrains afin d'éviter ou de minimiser toutes pertes humaines et matérielles. L'amélioration de la gestion des risques liés aux ouvrages souterrains n'est possible qu'avec une bonne connaissance des causes principales des accidents susceptibles de s'y produire.

Dans ce contexte, nous avons cherché à élaborer une base de données concernant les instabilités rencontrées dans les ouvrages souterrains. Cette base couvre pratiquement tous les ouvrages souterrains : galeries d'infrastructures, stations souterraines, différents types de tunnels (routiers, autoroutiers, ferroviaires, galeries hydrauliques).

Elle porte également sur les conséquences de ces instabilités d'une part et sur les causes de ces instabilités d'autre part (procédés de creusement, modes du soutènement, qualités géomécaniques des terrains et géométrie de l'ouvrage).

La construction de cette base vise à améliorer l'état des connaissances sur ce sujet et à permettre notamment, la mise en évidence de certains phénomènes particuliers.

## 2.2 Base de données Tunnels et ouvrages souterrains incidents, accidents

Une large recherche bibliographique nous a permis de répertorier actuellement plus de 230 cas, faisant référence à une large gamme d'ouvrages souterrains affectés par certains phénomènes d'instabilités. Il s'agit essentiellement de tunnels de transport (routiers, ferroviaires ou des galeries hydrauliques). La longueur cumulée des ouvrages disponibles dans la base de données dépasse 1616 km et la figure 4 en montre la répartition géographique mondiale de cas.

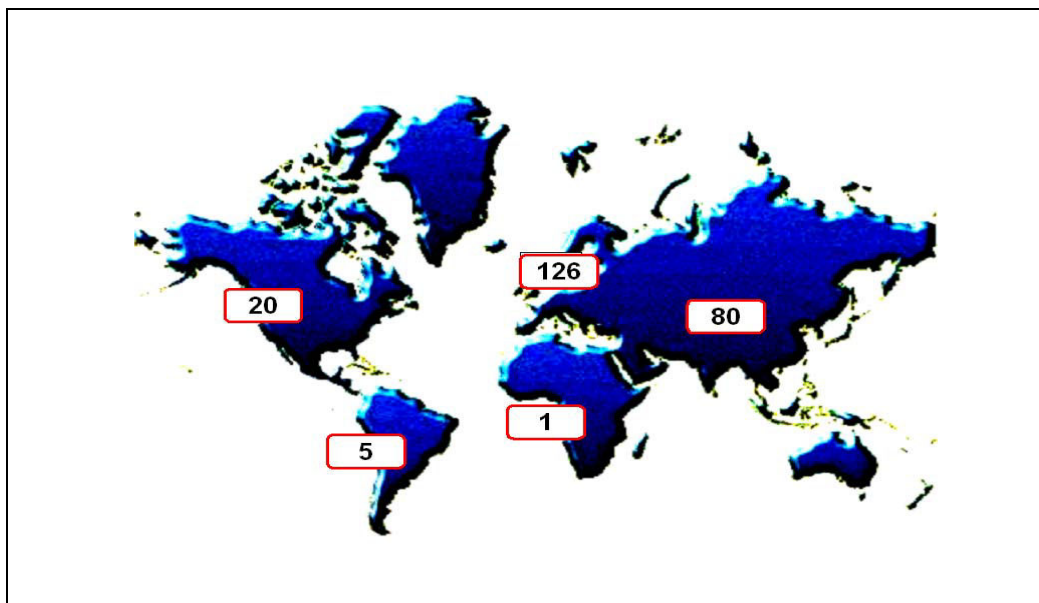


Figure 4. Répartition mondiale des cas d'instabilité de la base de données

### 2.2.1 Phénomènes principaux d'instabilité

Les premières analyses des accidents et des incidents répertoriés ont permis d'identifier cinq phénomènes principaux d'instabilité. Il s'agit des phénomènes suivants :

**Effondrement** : un effondrement correspond à une rupture structurale, partielle ou totale, du tunnel. La rupture du recouvrement se propage parfois jusqu'en surface du sol formant une cuvette d'effondrement ou un cratère (fontis).

On parle d'un effondrement localisé lorsque cette rupture ne concerne qu'une zone d'extension limitée (les effondrements localisés peuvent être le résultat de la rupture du toit du tunnel) et d'un effondrement en masse ou généralisé lorsqu'il concerne, au contraire, une zone étendue en surface.

Un effondrement condamne l'utilisation du tunnel, il nécessite des moyens considérables pour reprendre le projet ou l'exploitation de l'ouvrage.

Nous citons comme exemple, l'effondrement de la station de métro (Daikai, au Japon, 1995), suite un tremblement de terre qui a eu des conséquences très importantes illustrées sur la figure 5.

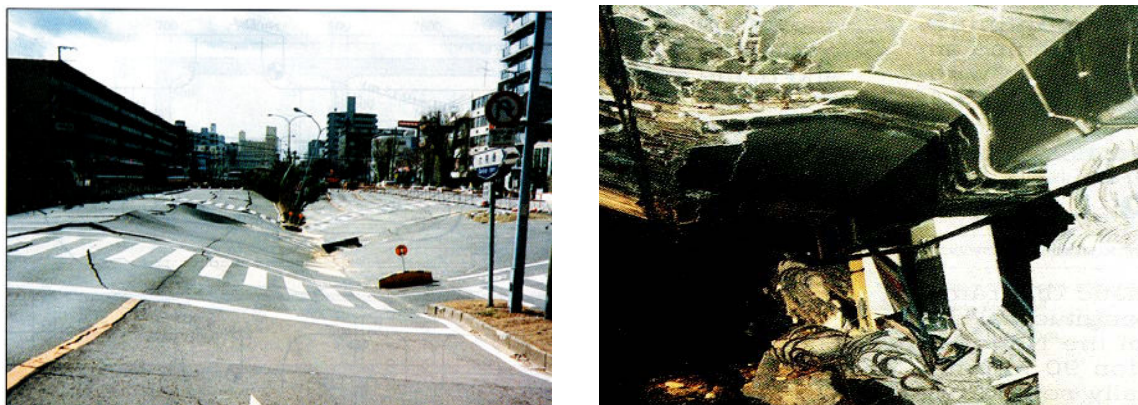


Figure 5. Effondrement de la route nationale au-dessus de station de métro de Daikai endommagée par un tremblement de terre (Japon, 1995), (Yoshida et al., 1996)

L'effondrement de la tête du tunnel de Patra (Grèce, 1998) montre l'ampleur de l'impact de ce phénomène d'instabilité, figure 6.



Figure 6. Tunnel de Patra avant et après l'effondrement (Grèce, août 1998), (Patra, 2004)

**Désordres locaux :** ils incluent plusieurs formes d'instabilité locale dans les ouvrages souterrains, comme les chutes de blocs, la fissuration, l'infiltration faible d'eau, les dommages apparaissant aux parois et au toit de l'ouvrage, le soulèvement de radier, etc. Les désordres ne remettent pas toujours en cause l'utilisation du tunnel, mais imposent une réparation importante.

Le tunnel (A38-Saltash, Royaume-Uni, 1997) constitue une bonne illustration de ce problème. Des fissurations graves se sont développées sur les parois sous l'effet des agents agressifs chimiques avec le temps. La figure 7 illustre la situation critique des parois du tunnel.



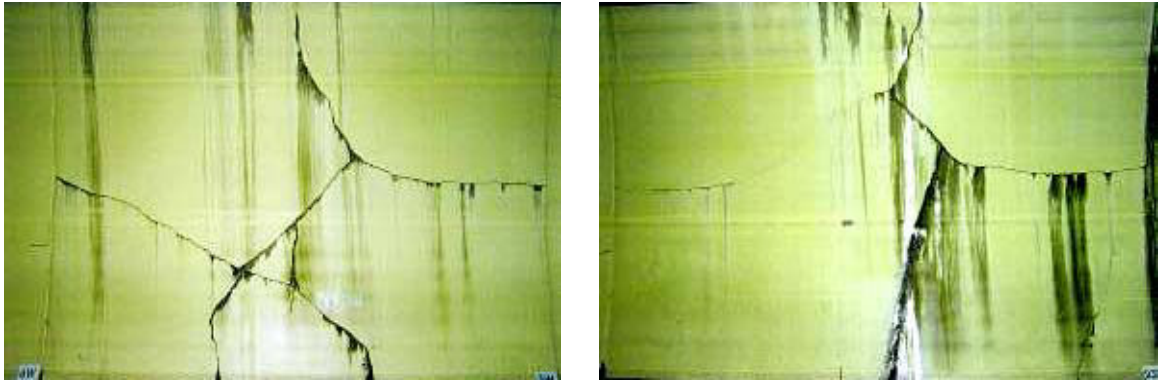


Figure 7. Tunnel de A38 Saltash (R.U, 1997), fissurations sur les parois (Sauer, 2004)

Suite d'un incendie, le revêtement du tunnel de (Tauern, Autriche, 1999) a subi des dégradations graves comme le montre la figure 8.

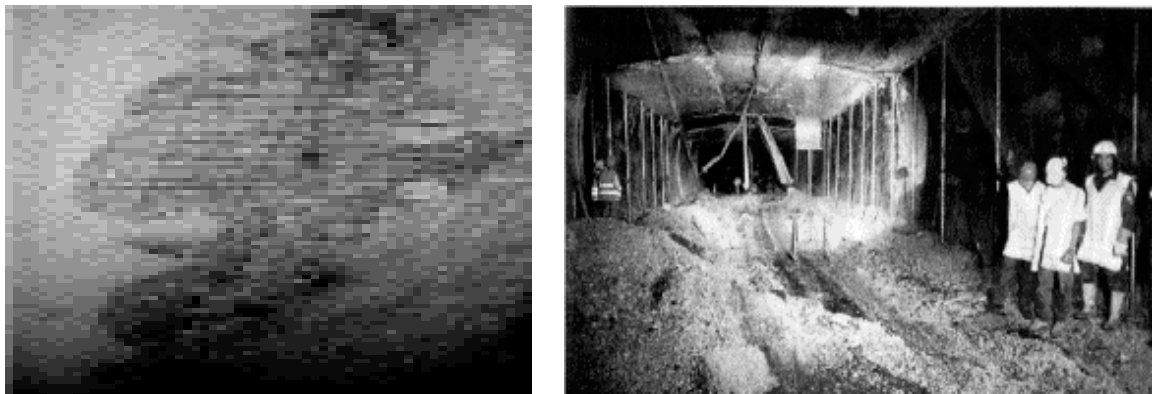


Figure 8. Dégradation dans le tunnel de Tauern en Autriche après son incendie, (Leitner, 2001)

La figure 9 montre aussi les désordres du tunnel de Galibier (France, 1996) suite de l'arrivée d'eau gelée dans le tunnel.



Figure 9. Arrivée d'eau gelée dans le tunnel de Galibier, (Mercusot *et al*, 1999)

**Inondation** : c'est une conséquence de l'envahissement d'un ouvrage souterrain par une grande quantité d'eau souterraine ou par une grande quantité d'eau de pluie, ces phénomènes entraînent des pertes matérielles importantes et des arrêts de travaux dans les ouvrages souterrains affectés.

L'inondation du tunnel routier de (Wushantou, Japon, 1992) est un bon exemple. La figure 10 montre une partie des dégâts observés après cet accident.



Figure 10. Inondation du tunnel de Wushantou, Japon 1992, (Wanget et al., 2002)

La catastrophe est due à l'infiltration de quantités considérables et non prévues d'eau de pluie dans l'ouvrage en construction.

**Fortes déformations (convergence extrême)** : il s'agit de la réduction de section associée aux fortes convergences qui compromet l'utilisation de l'ouvrage dans des conditions de sécurité optimale. La forte déformation peut résulter de plusieurs facteurs comme le gonflement, le fluage, les déformations plastiques, les contraintes tectoniques. Les conséquences de la convergence sont la fermeture de la section, la destruction du soutènement. Parfois, ce phénomène nécessite la réexcavation de l'ouvrage souterrain.

Le tunnel routier de Tymfristos en Grèce est un exemple exceptionnel de l'ampleur des déformations (convergence) pouvant être observées (figure 11). Pendant l'exécution du tunnel une diminution de la section (diamètre) de l'ordre de 2 m a été mesurée. Par conséquent le soutènement provisoire a été totalement détruit et le tunnel a été ré-excavé.

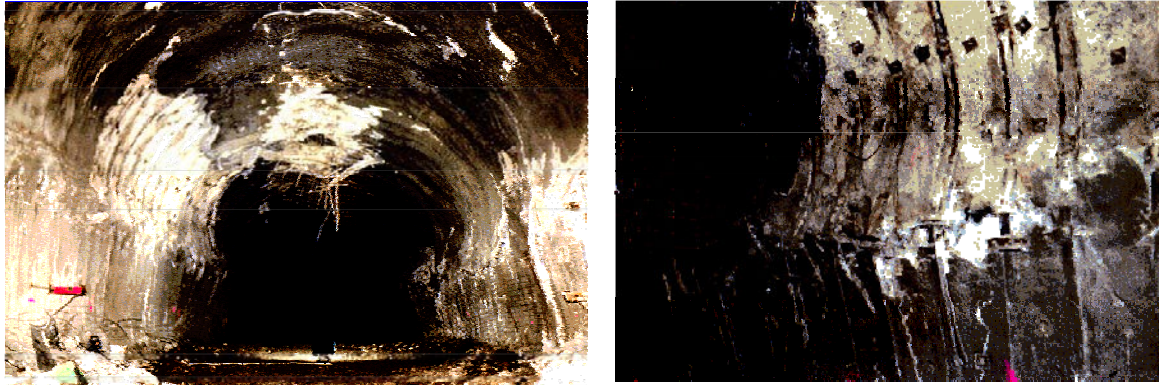


Figure 11. Rupture de soutènement du tunnel routier de Tymfristos à cause d'une forte convergence (Tymfristos, 2003)

### *Tassement en surface ou tassement différentiel :*

Le creusement des ouvrages souterrains urbains dans de terrains meubles engendre, souvent, un tassement du sol au-dessus du tunnel, pouvant endommager les infrastructures situées en surface. Le tassement différentiel s'exprime par des déformations dues à la différence des valeurs des tassements des deux éléments structuraux successifs du tunnel. Nous l'avons relevé notamment dans des tunnels immergés.

### **2.2.2 Les sous-groupes**

La base de données comporte deux sous-bases principales : celle des ouvrages affectés par les phénomènes d'instabilités pendant le creusement et celle des ouvrages affectés par les phénomènes d'instabilités pendant la phase de service (figure, 12).

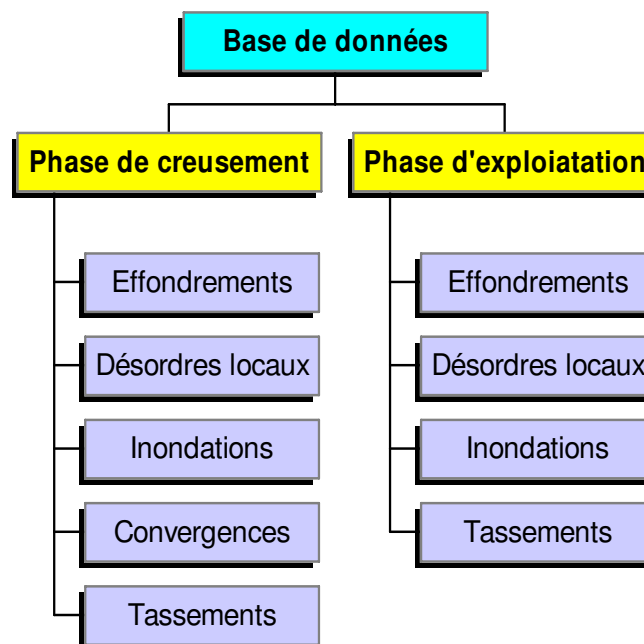


Figure 12 . Structure de la base de données



### 2.2.3 Les variables explicatives

Les phénomènes d'instabilité ont été décrits par deux groupes de variables : un premier groupe de variables qualitatives caractéristiques du phénomène d'instabilité, de l'ouvrage lui-même et du milieu de construction et un deuxième groupe de variables quantitatives décrivant la géométrie et le positionnement de l'ouvrage (sa profondeur, son diamètre et sa longueur). Dans la suite, nous présentons les variables explicatives et leurs modalités selon leur importance dans la base de données.

Les variables qualitatives ont été rassemblées en plusieurs familles :

#### *Identité de l'ouvrage endommagé*

Ce groupe de variables porte sur le nom de l'ouvrage, sa localisation géographique, la date de l'accident, la phase dans laquelle l'accident a eu lieu (durant la construction ou pendant l'exploitation) et la fonction de l'exploitation de l'ouvrage souterrain (hydraulique, ferroviaire ou routier).

#### *Causes des accidents*

Cette variable identifie les causes qui sont à l'origine du développement de l'accident ou du phénomène d'instabilité. La variable cause comporte pratiquement quatorze modalités comme le montre le tableau 4.

Modalité	Cause	Modalité	Cause
1	Terrain déformable	8	Défaillance du support
2	Terrain gonflant	9	Erreur de conception ou d'opération
3	Rencontre d'un terrain inattendu	10	Explosion
4	Creusement sous pente	11	Incendie
5	Rencontre de vieux ouvrages	12	Glissement de terrains
6	Eau souterraine en forte pression	13	Séisme
7	Forte profondeur	14	Vieillessement de matériaux de construction

**Tableau 4. Causes des instabilités entrant des accidents ou des incidents des ouvrages souterrains**

#### *Nature des causes*

Cette variable caractérise la nature des causes de l'accident selon les modalités du tableau 5. L'origine mécanique renvoie aux qualités géomécaniques du terrain et des matériaux de construction. L'origine thermodynamique est liée aux explosions (notamment celles utilisées pour le creusement). L'origine hydrodynamique est liée au rôle de l'eau souterraine, à sa circulation et à la défaillance du système d'étanchéité. L'origine thermique concerne les incendies. Et l'origine dynamique renvoie à un mouvement brutal du terrain ou un tremblement de terre.

Modalité	Nature de causes
1	Mécanique
2	Thermodynamique
3	Hydrodynamique
4	Thermique
5	Dynamique

**Tableau 5. Origines des causes d'instabilités**

### *Soutènement ou revêtement de l'ouvrage*

Cette variable concerne la technique de soutènement ou de revêtement adopté pour assurer la stabilité (à court ou à long terme) de l'ouvrage. Nous avons donné également un poids à chaque type de soutènement selon son aptitude au fonctionnement à long terme, tableau 6.

Type	Poids	Soutènement
A	0	Congélation
B	1	Boulonnage
C	2	Béton projeté
D	3	Maçonnerie
E	4	Béton/béton armé
F	5	Voussoirs en béton

**Tableau 6. Types du soutènement des tunnels**

### *Terrains encaissants*

Afin de classer les différents types de terrains rencontrés dans les différents ouvrages, nous avons choisi la classification de l'Association Française des Travaux En Souterrains (AFTES 1,2, 2003). Se basant sur la résistance mécanique caractéristique à la compression, cette classification spécifie plusieurs types de terrains, comme indiqué dans le tableau 7.

Classe	Type de terrain	RC : (Résistance à la compression: [MPa])
1	Sols plastiques ou peu consolidés	< 0,5
2	Très faible résistance et Sols cohérents consolidés	0,5- 6
3	Faible résistance	6 - 20
4	Résistance moyenne	20 - 60
5	Résistance élevée	60-200
6	Résistance très élevée	>200

**Tableau 7. Classification de terrains en fonction de la résistance à la compression**

### ***Topographie***

Cette variable exprime les conditions topographiques du site du projet souterrain. Les ouvrages souterrains ont été distribués, simplement, en deux catégories correspondantes à la topographie de l'environnement de l'ouvrage: tunnels dont la topographie de terrain de surface est plate (plaine) et des tunnels dont la topographie de terrain de surface est montagneuse.

### ***Méthode de creusement ou de construction***

À la lumière des données et des informations disponibles sur les méthodes de creusement ou de construction, les ouvrages ont été distribués selon deux méthodes générales de creusement. Il s'agit respectivement des méthodes d'abattage à l'explosif et des méthodes mécaniques.

Selon la disponibilité des données, les ouvrages réalisés par des méthodes mécaniques ont été distingués en ouvrages réalisés par les méthodes mécaniques (en général) ou réalisés au moyen d'un tunnelier (TBM : *Tunnel Boring Machine*), selon la disponibilité des informations.

### ***Forme de section***

La forme de section est une variable qui indique la forme géométrique de la section du tunnel ou de l'ouvrage. Nous distinguons trois modalités correspondant à cette variable : rectangulaire, voûtée et circulaire.

## 2.3 Échelle d'évaluation des impacts des accidents ou incidents

Les accidents liés aux instabilités survenues dans les tunnels entraînant généralement deux types de conséquences :

- ❖ Des pertes matérielles au niveau des équipements et des matériaux de construction et une augmentation du coût final du projet et des pertes matérielles au niveau des infrastructures et de l'environnement voisins de l'ouvrage.
- ❖ Des impacts sociaux liés directement au nombre de victimes internes (ouvriers, techniciens, ingénieurs) ou externes (population) et aux perturbations induites des activités sociales et économiques comme la perturbation du trafic, la fermeture des écoles ou des centres sociaux, etc.

Afin d'estimer les conséquences des instabilités, nous avons retenu l'échelle d'évaluation à quatre niveaux proposée par Zihri, (2004), figure 13.

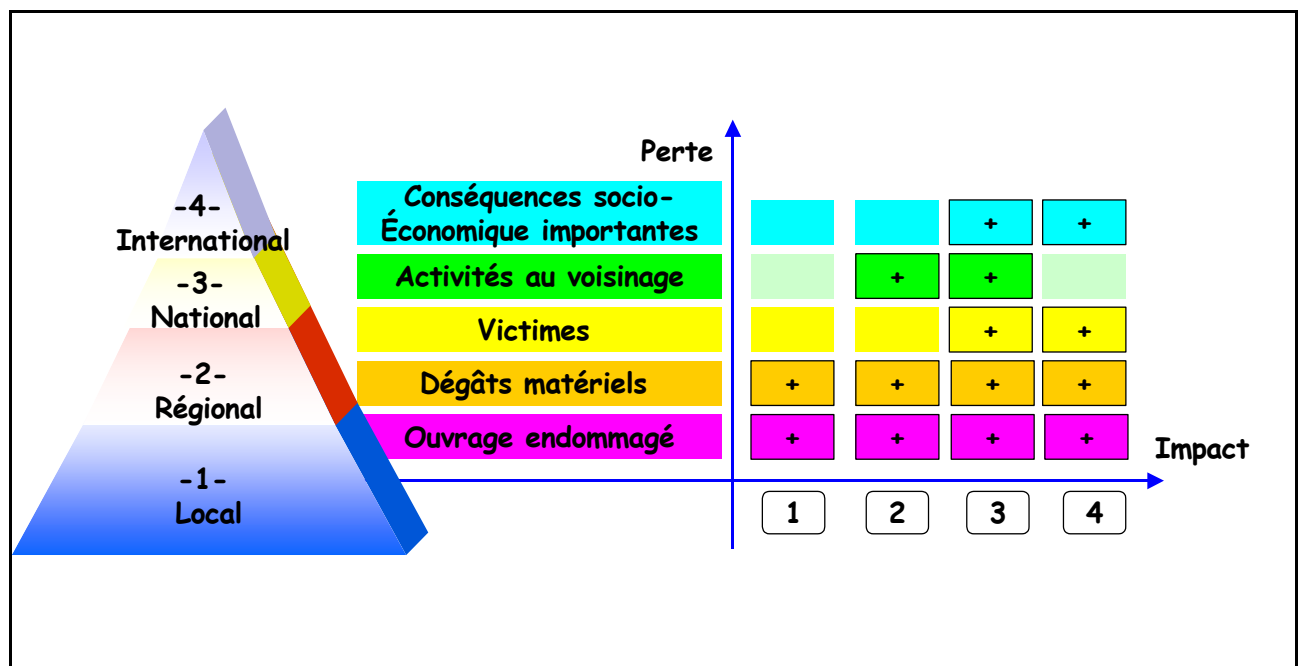


Figure 13. Pyramide, échelle d'évaluation d'impacts

Cette classification propose quatre niveaux d'évaluation socioéconomique (local, régional, national et international) selon la gravité des pertes humaines, matérielles et sociales :

- ❖ Niveau 1 (local) : où les conséquences principales de l'accident ne concernent que la construction elle-même. Aucune victime humaine, peu de pertes matérielles. L'ouvrage est légèrement endommagé ;
- ❖ Niveau 2 (régional) : conséquences sur la construction et l'environnement voisin. Il n'y a aucune victime humaine, peu de pertes matérielles sauf sur le secteur où l'accident s'est produit ;

- ❖ Niveau 3 (national) : l'accident a causé des pertes humaines et des dégradations matérielles avec des répercussions socio-économiques importantes ;
- ❖ Niveau 4 (international) : il y a des pertes humaines et les infrastructures sérieusement endommagées concernent deux pays voisins ou plus.

### 2.3.1 Poids de l'information

Le poids de l'information est une variable qui traduit la crédibilité des données utilisées pour décrire les cas, comme indiqué sur le tableau 8, nous avons évalué ce paramètre par la nature des sources, tableau 8.

Référence bibliographique	Poids de l'information
Site web de presse	1
Site web de constructeur	2
Article de conférence	3
Thèse	4
Site web ou rapport d'un centre de recherche	5
Livre scientifique	6
Article de journal scientifique	7

**Tableau 8. Poids de références bibliographiques**

La référence la plus crédible est l'article scientifique publié dans un journal international, le poids attribué à cette référence est 7. La référence la moins crédible est une information tirée de la presse à laquelle nous avons attribué un poids 1.

### 2.3.2 Variables quantitatives

Les variables quantitatives retenues concernent la longueur, la profondeur et le diamètre de l'ouvrage. Compte tenu de la dispersion de données, ces trois variables ont été transformées finalement en variables qualitatives (classes de profondeurs, classes de diamètres et classes de longueur) afin de les intégrer dans l'analyse factorielle présentée plus loin. Le tableau 9 présente les classes de variables quantitatives et leurs différentes modalités.

Variable	Code	Modalités
Profondeur (m)	1	0-20
	2	20-50
	3	50-100
	4	100-300
	5	> 300
Diamètre (m)	1	(0-5)
	2	(5-10)
	3	(10-15)
	4	> 15
Longueur (km)	1	< 1
	2	(1-5)
	3	(5-10)
	4	(10-15)
	5	> 15

Tableau 9. Les classes des variables quantitatives : profondeur, diamètre et longueur

### 2.3.3 Base d'illustration des accidents ou d'incidents

Une base d'illustrations des phénomènes recensés dans la base de données a été également établie. L'objectif de la création de cette base des illustrations est de pouvoir illustrer la gravité des conséquences et des impacts des accidents liés aux instabilités des ouvrages souterrains.

Bien que nous n'ayons pas trouvé de photographies pour tous les accidents intégrés dans la base de données, celles qui ont été recueillies témoignent de la gravité des instabilités survenues dans les ouvrages souterrains et en particulier dans les tunnels.

La base d'illustrations a été organisée d'une manière qui respecte les références bibliographiques.

La figure 14 montre un exemple d'illustrations trouvées concernant un accident survenu dans un tunnel du métro d'Istanbul en 2001.



Figure 14. Présentation typique d'un individu de la base d'illustrations, (images provenant d' Ayaydin, 2001)

### 2.3.4 Données disponibles et données manquantes

Au cours de l'établissement de la base de données, l'une des difficultés rencontrée a concerné le problème des données manquantes pour l'ensemble des variables quantitatives et qualitatives. Quelquefois, en effet il a été difficile d'obtenir toutes les informations recherchées, même en consultant plusieurs références. Le tableau 10 indique la disponibilité des données dans la base des instabilités d'ouvrages souterrains.

Dans le tableau 10, on distingue des données totalement renseignées notamment en ce qui concerne les conséquences et les impacts des phénomènes. Certain données sont quasi-totalement renseignées comme les causes des phénomènes, la phase et le fonctionnement des ouvrages.

Par contre on manque assez souvent de données en ce qui concerne les caractéristiques géométriques des ouvrages (la longueur, le diamètre, la profondeur et la forme de la section), le mode de soutènement, la méthode de creusement, la topographie et la nature de terrains encaissants.

Variable	Données disponibles
Phase	98%
Usage	87%
Phénomène	100%
Cause	99%
Origine de cause	99%
Soutènement	63%
Terrain	62%
Topographie	62%
Méthode de creusement	59%
Profondeur	69%
Longueur	62%
Diamètre	76%
Section	61%
Perte humaine	100%
Impacts	100%
Poids de l'information	100%

Tableau 10. Disponibilité des données

### **2.3.5 Substitution des données manquantes**

Pour gérer les cas de non-réponse, où nous avons des données manquantes dans la base de données, nous nous sommes trouvés face à certains choix, ayant chacun des avantages et des inconvénients, (Walczak et al, 2001) :

1. Ne rien faire : cette option nous oblige à travailler avec un fichier de données incomplet. Par conséquent les résultats obtenus risquent d'être incohérents.
2. Ne conserver que les cas pour lesquels les renseignements sont complets : ce choix nous oblige à supprimer les enregistrements contenant des valeurs manquantes. Dans ce cas nous perdons une partie des données disponibles à cause de l'élimination des individus concernés par une valeur manquante.
3. Utiliser une méthode de repondération : cette troisième option, permet effectivement de compenser l'effet de la non-réponse partielle. La difficulté principale des méthodes de repondération tient au fait qu'il faille créer un nouveau poids ajusté pour chaque variable d'intérêt.
4. Imputer des données pour remplacer les valeurs manquantes : ce quatrième choix pour traiter les données manquantes consiste à produire une «valeur artificielle» pour remplacer la valeur manquante. Contrairement aux méthodes de repondération, l'imputation permet



d'utiliser un poids unique associé à chaque individu. Si l'imputation produit un fichier complet de données, ce choix peut modifier les liens réels entre les variables.

Dans notre cas, afin d'exploiter au mieux nos données, nous avons préféré reconstituer une base de données complète. Il a donc fallu chercher une solution convenable pour substituer les données manquantes.

Nous avons neuf groupes de données correspondant aux instabilités : cinq pour les accidents en phase de creusement et quatre pour les accidents en phase d'exploitation (figure 2). Pour substituer les données manquantes dans ces groupes, nous avons appliqué les règles suivantes :

- ❖ Pour les données de nature quantitative, nous avons remplacé chaque donnée manquante par la moyenne des valeurs renseignées de la variable concernée, en tenant en compte du poids de chaque variable renseignée (dans le cas où la variable a un poids).
- ❖ En ce qui concerne les données qualitatives, nous avons remplacé chaque donnée manquante par la modalité la plus fréquente de la variable concernée.

Cette technique de substitution de données manquantes est couramment employée en statistique pourvu que leur nombre ne soit pas trop important.

Nous avons ainsi reconstitué une base complète, ne comportant aucune donnée manquante.

## 2.4 Crédibilité de la base de données

L'objectif de cette étape est l'évaluation de la crédibilité des informations utilisées pour constituer la base de données. L'anneau de la figure 15 et le tableau 11 donnent les pourcentages des références bibliographiques utilisées pour décrire les individus de la base de données.

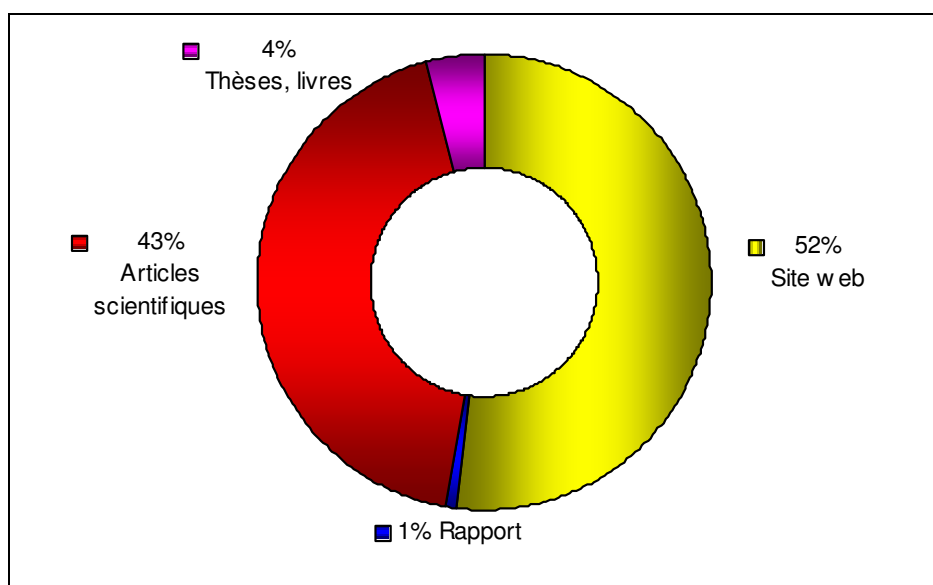


Figure 15. Répartition des références

Référence	%
Site Internet	52
Articles scientifiques	43
Thèses, livres scientifiques	4
Rapport d'un centre de recherche	1
	Total :100%

Tableau 11. Références bibliographiques

On constate que les articles scientifiques et les sites Internet occupent respectivement 43% et 52% de références totales. Les sites Internet étant de différents types, le tableau 12 répertorie les différentes sources provenant de (sites web) selon la nature de ces sites.

Site Internet	%
Association	37
Tunnel constructeur	28
Base des données	15
Laboratoire universitaire	8
Centre de recherche	6
Bureau d'études	5
Journal (Presse)	1
	Total :100%

Tableau 12. Répartition de références (sites internet)

Les articles scientifiques proviennent de plusieurs revues et de différentes conférences internationales. Le tableau 13 en donne le détail.

Source d'article	%
<i>Tunnelling and underground spaces technology</i>	33
Article d'une conférence internationale	26
<i>Engineering geology</i>	21
Tunnel et ouvrages souterrains - AFTES	18,5
<i>Engineering news and American railways</i>	0,5
<i>International journal of Rock Mec.Min.Sci</i>	0,5
<i>World tunnelling</i>	0,5
	Total: 100%

Tableau 13. Répartition de références (articles scientifiques)

Le poids de l'information de chaque individu dans la base de données permet donc d'estimer la crédibilité des données. Le diagramme de la figure 16 fournit la distribution des phénomènes principaux d'instabilité en fonction des poids de l'information.

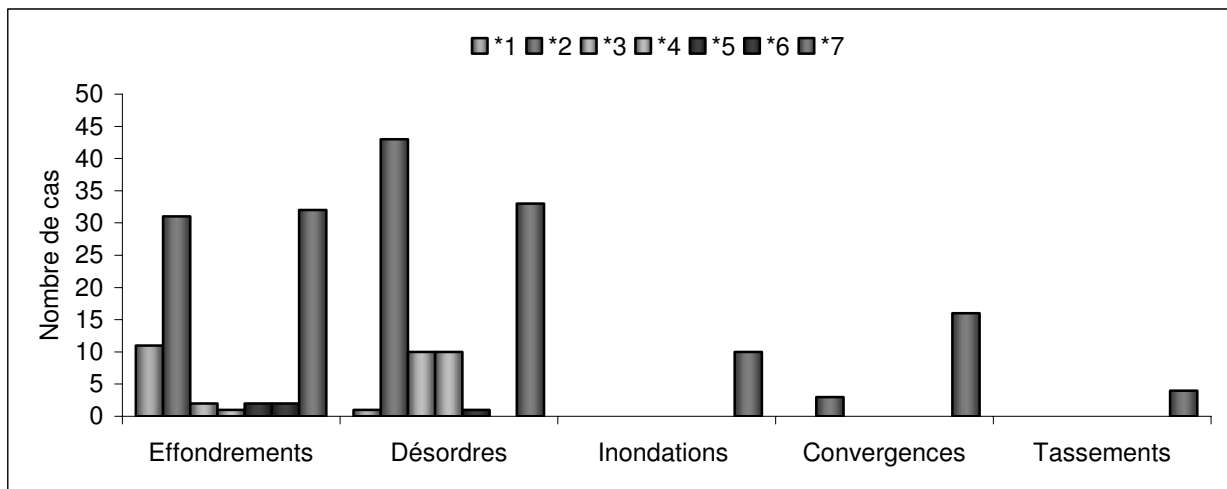


Figure 16. Tri croisé (phénomènes- poids d'information, 7 : *crédibilité maximale*, 1 : *crédibilité minimale*)

Ce diagramme montre que il y a une partie considérable des données dans chaque catégorie de phénomènes (effondrements, désordres, inondations, convergences et tassements) dont les informations viennent d'articles des journaux scientifiques (la source la plus crédible d'informations). Ce qui nous permet de juger satisfaisante la qualité de données figurant dans la base de données.

Dans les ouvrages effondrés, nous constatons qu'il existe une diversité des sources d'informations. Nous remarquons aussi que les articles des revues scientifiques, les sites des constructeurs des tunnels et la presse constituent les sources d'informations les plus fréquentes. Par contre, nous observons une présence modeste des autres sources d'informations.

En ce qui concerne les désordres, nous constatons que la plupart des informations sont obtenues des sites des constructeurs des tunnels et des articles scientifiques. En deuxième lieu, les informations sont obtenues des articles des conférences et des thèses et très peu d'informations proviennent d'un site de centre de recherche ou de la presse.

Pour les ouvrages inondés ou affectés par des tassements, presque toutes les informations proviennent des articles dans des journaux scientifiques (les plus crédibles).

En ce qui concerne les ouvrages affectés par le phénomène de convergence, les informations sont obtenues soit à partir d'articles dans des journaux scientifiques, soit à partir de sites Internet (tunnels constructeurs).

Après avoir présenté la base de donnée nous consacrons le chapitre suivant pour les analyses effectuées sur cette base et les résultats obtenus.

**Chapitre III :**  
**Analyses statistiques élémentaires et avancées de la base de données**

### 3.1 Introduction

L'analyse statistique élémentaire correspond à une analyse préliminaire et descriptive des données. Chaque analyse effectuée est un moyen utile qui aide le lecteur de la base de données, à comprendre son contenu et sa structure. L'analyse statistique vise donc à :

- ❖ Présenter le contenu de la base de données ;
- ❖ Découvrir les relations et les liens entre les phénomènes d'instabilité et les variables explicatives ;
- ❖ Montrer les relations existantes entre les variables elles-mêmes et mettant en avant notamment les variables quantitatives caractérisant l'ouvrage et sa géométrie.

### 3.2 Analyse des phénomènes d'instabilité

La base de données recueille cinq différents types de phénomènes liés aux instabilités des ouvrages souterrains. Il s'agit des effondrements, des désordres locaux, des inondations, des convergences (fermeture par fortes déformations) et des tassements en surface (affaissement) ou des tassements différentiels dans les tunnels. La figure 17 donne la répartition de ces phénomènes tels qu'ils apparaissent dans la base de données.

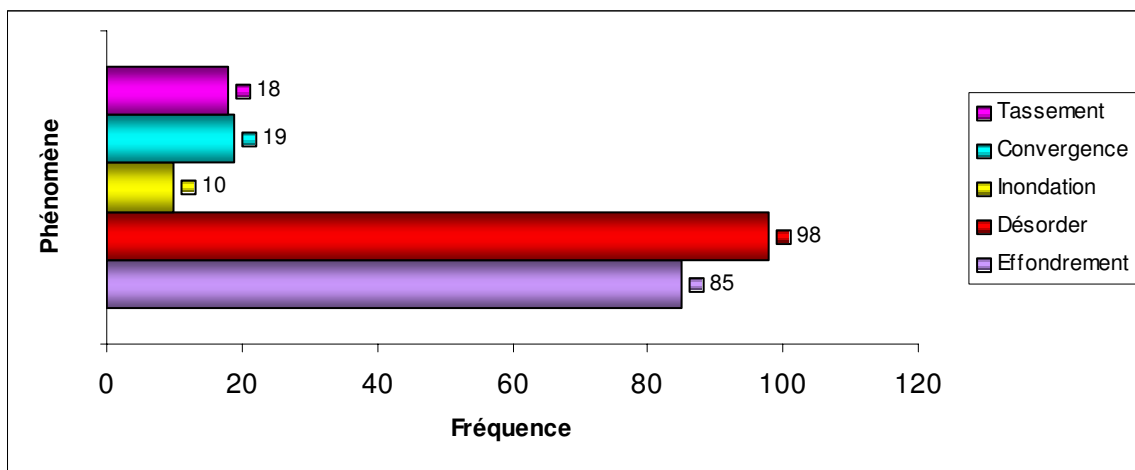


Figure 17. Répartition des phénomènes d'instabilité dans la base de données

Les désordres et les effondrements sont les deux phénomènes dominants. Ils représentent ensemble 80% des individus de la base de données, tandis que les trois phénomènes restants (Convergences, Inondations et Tassement) ne représentent ensemble que 20% du contenu de la base de données.

Le diagramme en bâtons illustré de la figure 18 donne la distribution des accidents liés aux instabilités rencontrées dans des ouvrages souterrains pendant les deux phases de la construction et de l'exploitation.

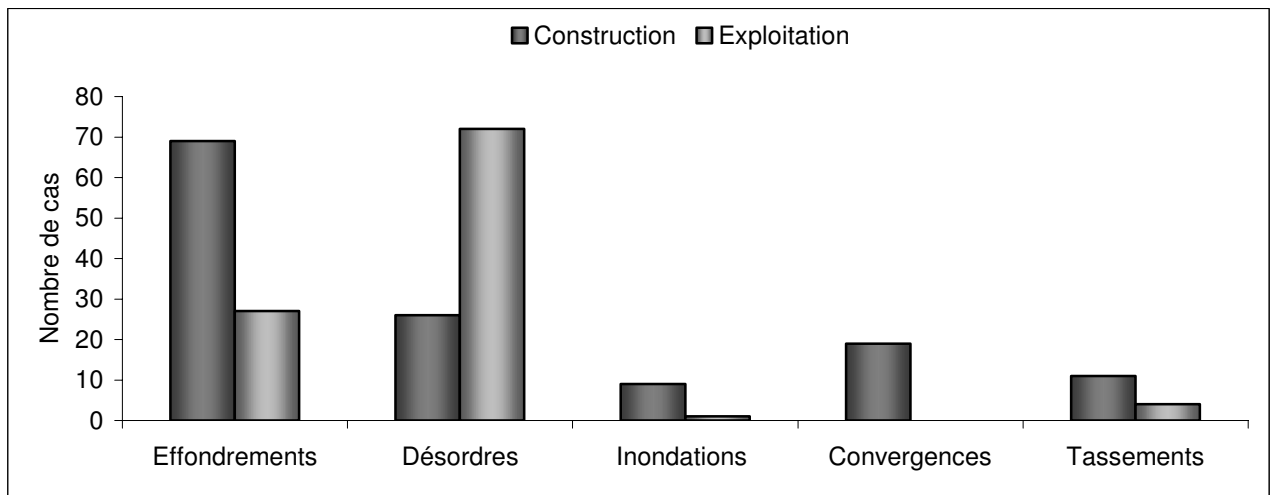


Figure 18. Phase d'apparition des phénomènes d'instabilité

Les effondrements sont les accidents les plus fréquents pendant la phase d'exécution (creusement, construction). Par contre les désordres sont plus fréquents dans la phase de l'exploitation. Les inondations, les convergences et les tassements apparaissent plus souvent durant la phase de construction.

Le diagramme de la figure 19 donne la distribution des phénomènes d'instabilité selon la fonction de l'ouvrage souterrain.

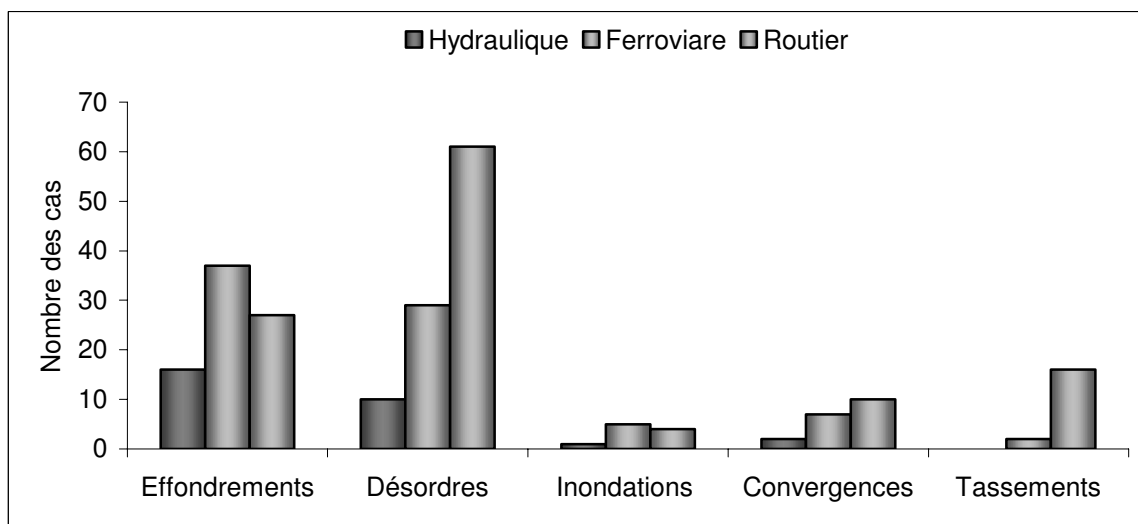
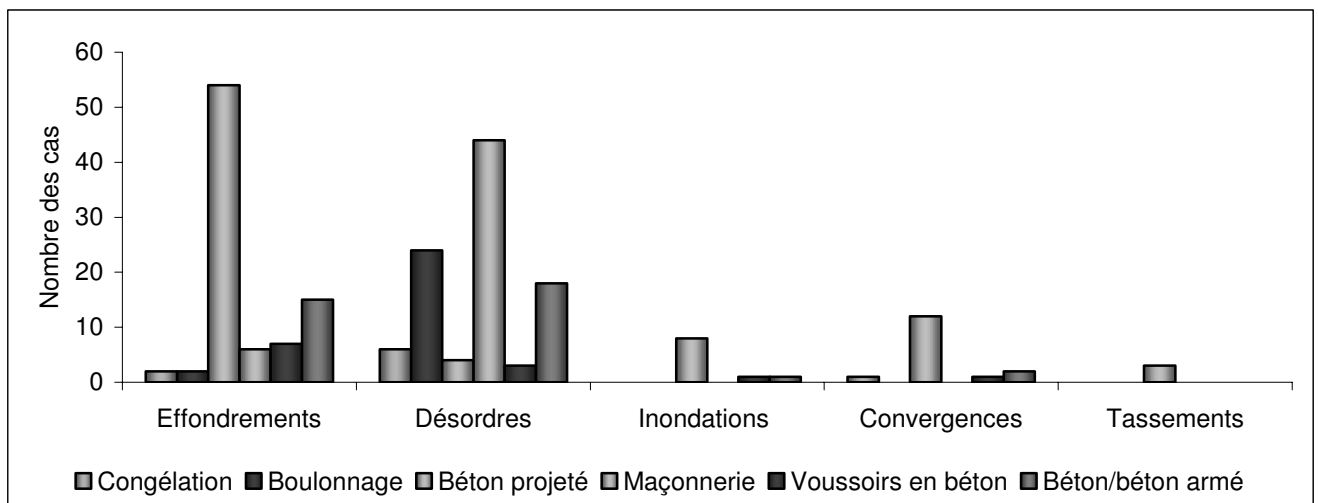


Figure 19. Phénomènes d'instabilité selon la fonction de l'ouvrage

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

Le diagramme de la figure 20 relie les cinq phénomènes principaux d'instabilité avec la variable « mode du soutènement » selon ses six modalités.



**Figure 20. Phénomènes d'instabilité selon le type du soutènement**

L'analyse du diagramme de la figure 20 montre quelques points importants : les effondrements sont remarquablement associés aux ouvrages soutenus par un béton projeté et les désordres se manifestent plutôt (respectivement) dans les ouvrages maçonnés, les ouvrages boulonnés et les ouvrages bétonnés.

Les corrélations peuvent être interprétées de différentes manières. Par exemple, les tunnels maçonnés sont des ouvrages anciens, la manifestation de désordres est liée à leur âge. Le boulonnage est souvent utilisé afin d'assurer la stabilité des massifs rocheux discontinus sans complètement prévenir les désordres localisés. Une partie des tunnels bétonnés sont également anciens et souffrent de la dégradation ce qui entraîne des désordres divers. Ce diagramme montre également que les inondations et les tassements sont associés plutôt aux ouvrages soutenus ou revêtus par le béton projeté.

Le diagramme de la figure 21 croise les phénomènes d'instabilité et le type de terrain encaissant de l'ouvrage. Les terrains ont été classés en six catégories selon leur résistance à la compression, d'après la classification de l'Association Française des Travaux En Souterrains (AFTES 1,2, 2003).

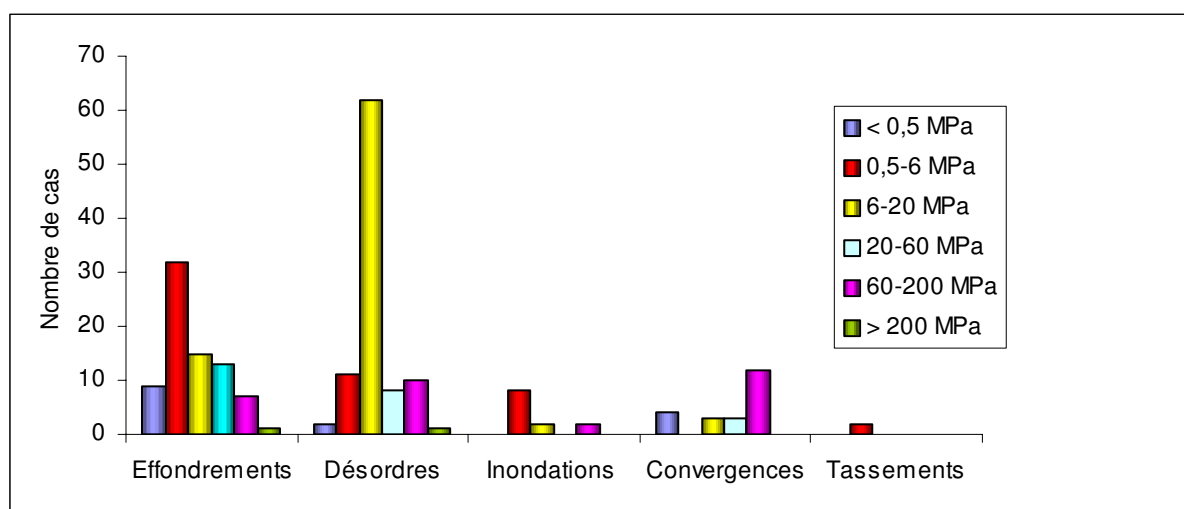


Figure 21. Phénomènes d'instabilité et la nature du terrain

Le diagramme montre que :

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

Les sites de plaines concernent le plus souvent les tunnels en zones urbaines où ils sont situés à relativement faible profondeur, tandis que les tunnels en zone de colline ou de montagne sont situés à plus grande profondeur. Le diagramme de la figure 22 montre ainsi la distribution des phénomènes d'instabilité rencontrés dans les tunnels en fonction de la topographie de leur environnement.



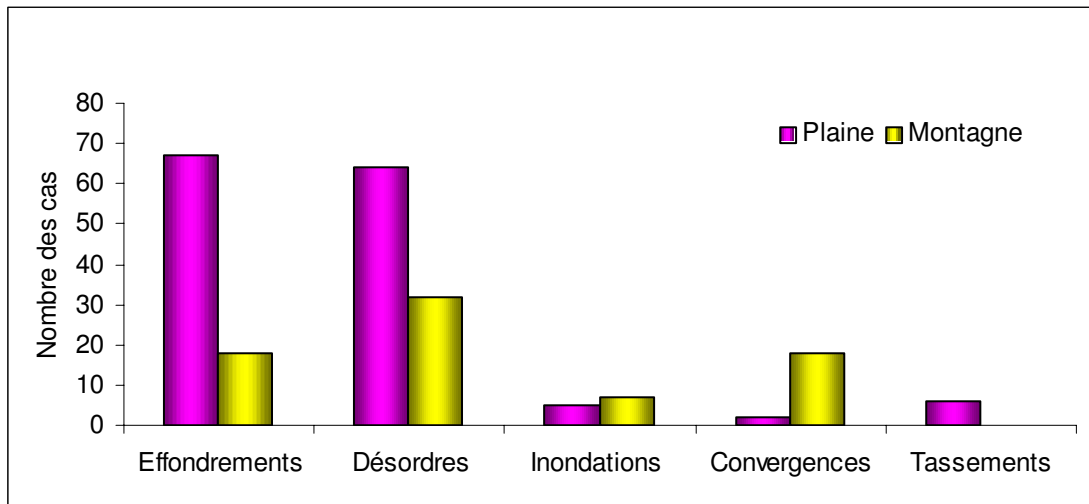


Figure 22. Phénomènes d'instabilité selon la topographie du site

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

La figure 23 présente les impacts sociaux économiques des phénomènes d'instabilité. On distingue quatre critères d'évaluation d'impacts (local, régional, national et international).

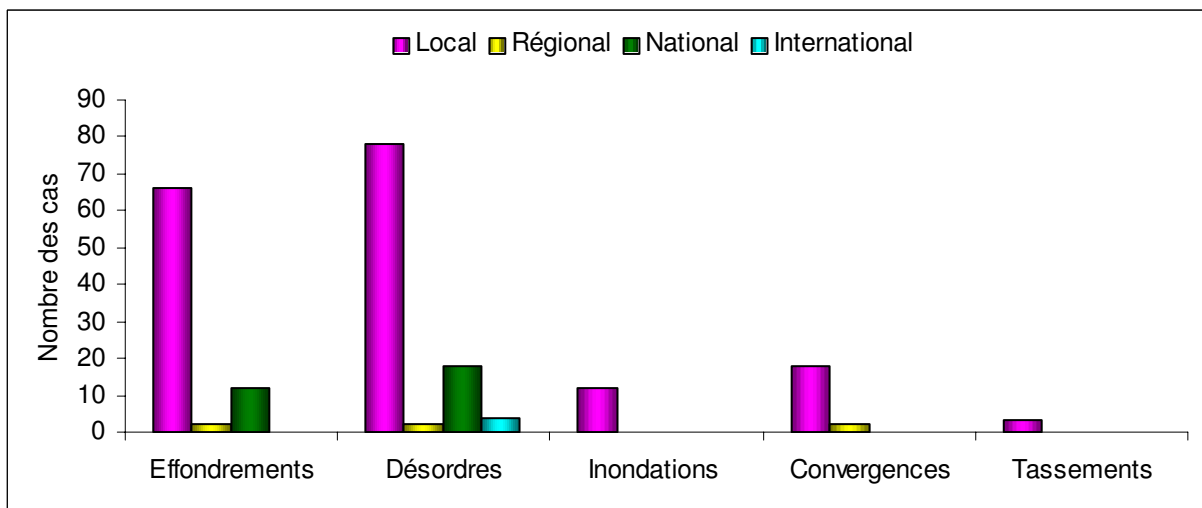


Figure 23. Impacts socioéconomiques des phénomènes d'instabilité

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

La figure 24 montre la distribution de cinq phénomènes d'instabilité selon les trois types de méthodes de creusement utilisés, méthodes de l'explosif, méthodes mécanisées et tunnelier.

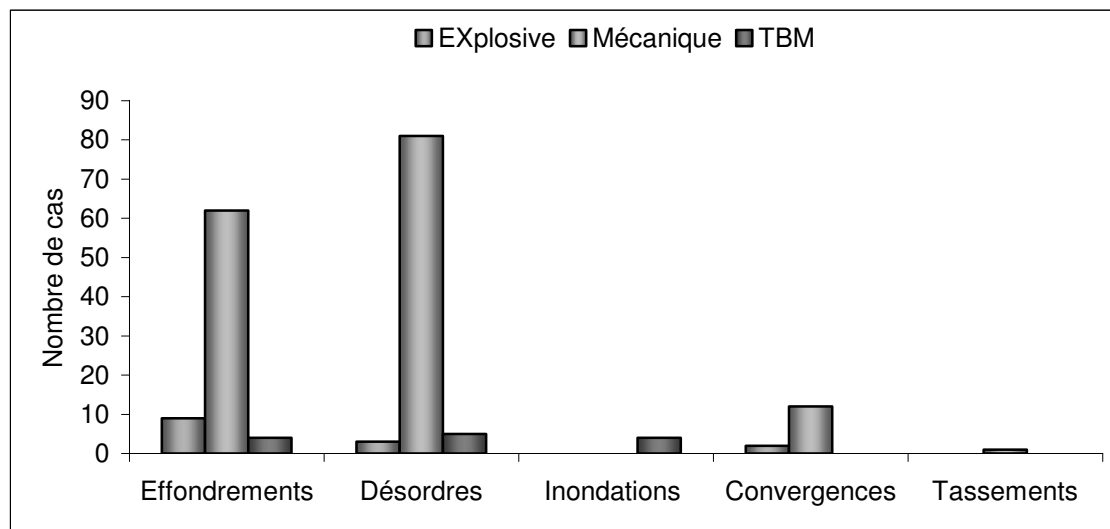


Figure 24. Phénomènes et la méthode du creusement

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

### 3.3 Corrélation et dispersion des variables quantitatives

Seulement trois variables quantitatives figurent dans notre base de données. Elles concernent la géométrie et la profondeur des ouvrages souterrains. Il s'agit :

- ❖ Du diamètre de l'ouvrage ;
- ❖ De la longueur de l'ouvrage;
- ❖ De la profondeur de l'ouvrage.

Les multi-diagrammes de la figure 25 montrent les limites et les corrélations binaires entre ces trois variables.

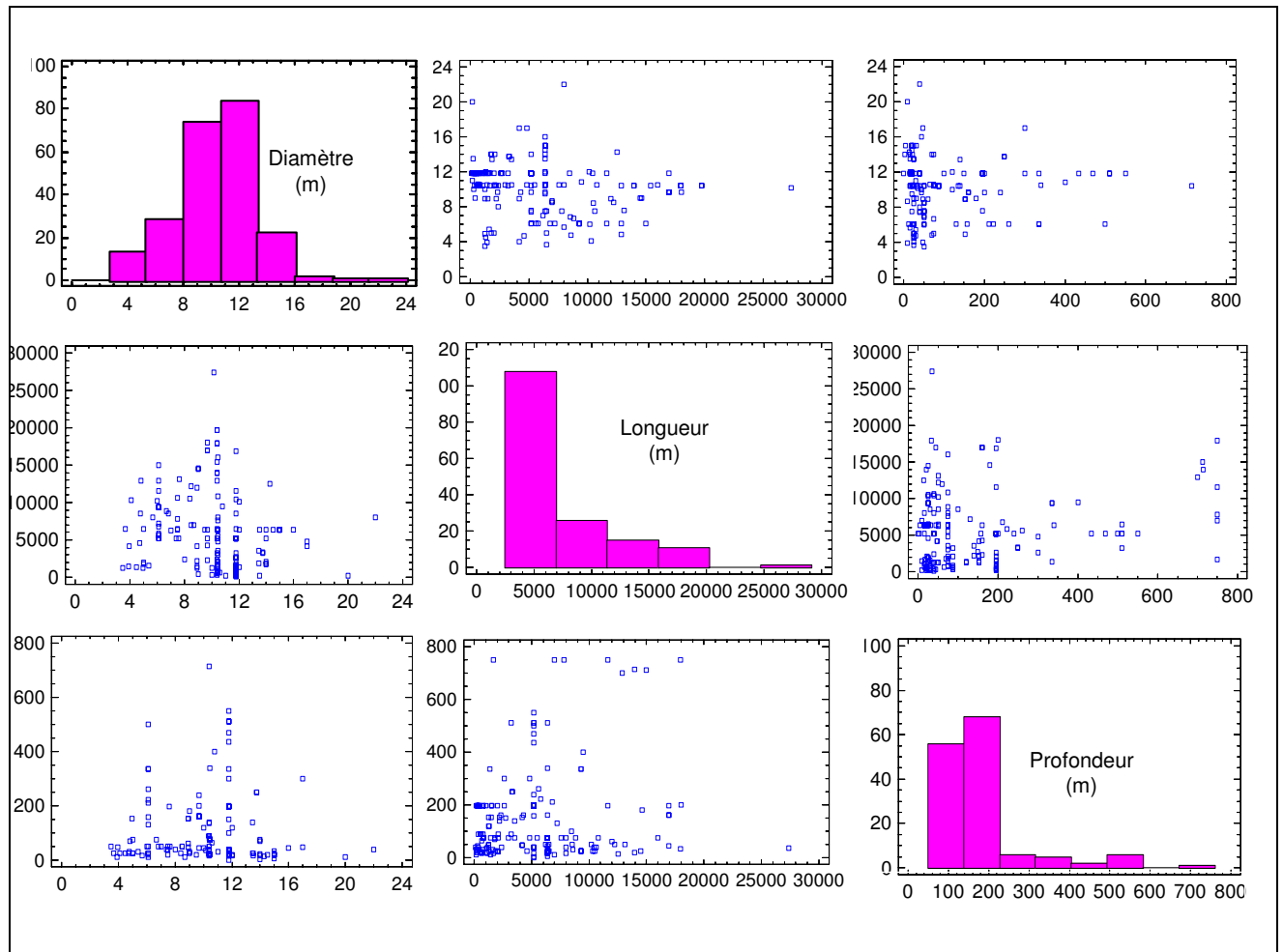


Figure 25. Multi – diagrammes pour les données quantitatives (diamètre, longueur, profondeur)

Nous observons que les diamètres des tunnels sont compris généralement entre 3 et 20 m, avec une concentration remarquable d'ouvrages d'un diamètre compris entre 8 et 15m. En ce qui concerne les longueurs des ouvrages, bien que la longueur maximale soit limitée à 20 km mais la plupart des ouvrages ont des longueurs de moins que 8 km.

Les profondeurs des ouvrages sont variées mais la grande majorité des ouvrages se situent à une profondeur inférieure à 200 m.

La matrice de corrélation est un moyen permettant d'exprimer les corrélations entre les variables. Nous avons une corrélation significative si :  $|R| > 2/\sqrt{n}$ , (Dowdy et al., 2004).

Où  $n$  est le nombre d'individus, dans notre cas ( $n = 230$ ). En conséquence nous avons une corrélation significative si  $|R| > 0,132$ .

Le tableau 14 donne la matrice de corrélation des trois variables quantitatives.

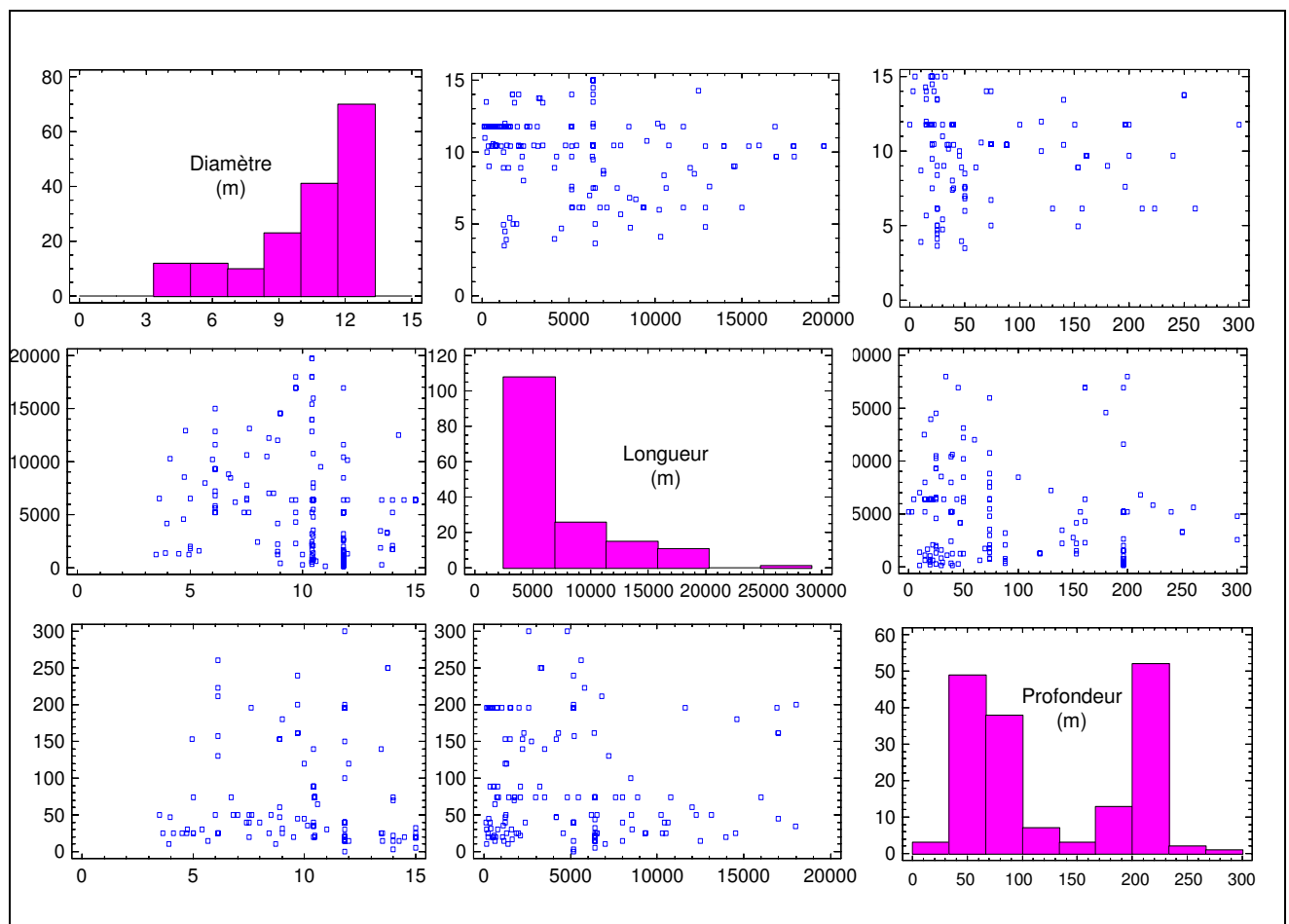
Corrélation	Diamètre	Longueur	Profondeur
Diamètre	1	-0,1854	-0,0549
Longueur	-0.1854	1	0,3301
Profondeur	-0,0549	0.3301	1

**Tableau 14. Matrice de corrélation**

Nous observons une corrélation statistiquement significative entre la variable (longueur) et les deux autres variables (profondeurs et diamètres). Par contre nous observons une corrélation faible entre la profondeur et le diamètre.

Dans l’objectif de chercher des relations plus significatives ou plus claires entre ces variables quantitatives, dans une deuxième étape la même analyse a été faite en excluant les points extrêmes des diagrammes où seulement les ouvrages dont le diamètre est compris entre 3 et 15 m et la profondeur inférieure à 300 m ont été pris en compte car ces ouvrages forment une majorité absolue dans la base de données.

Nous avons alors 168 ouvrages souterrains au lieu de 230. Les résultats graphiques sont illustrés dans la figure 26.



**Figure 26. Multi – diagrammes pour les données quantitatives (diamètre, longueur, profondeur)**

De ces multi-diagrammes, nous n'observons pas de relations binaires claires entre les variables caractérisant les qualités géométriques des ouvrages souterrains. La dispersion des nuages de points est toujours grande. Nous pouvons interpréter la présence des points ayant les mêmes coordonnées sur un axe, par l'effet de substitution de données manquantes.

### 3.4 Analyse des causes de phénomènes d'instabilité

Les causes d'un phénomène d'instabilité sont les variables qualitatives qui expliquent les circonstances selon lesquelles le phénomène s'est développé. Parfois, nous trouvons plusieurs causes à l'origine d'un seul accident et ce n'est pas facile de les séparer. Dans ce chapitre nous exposons d'une manière simplifiée les causes de chaque phénomène d'instabilité cité précédemment.

#### 3.4.1 Le phénomène d'effondrement

La majorité des ouvrages (des tunnels) effondrés l'ont été au cours de leur construction (creusement). 18% seulement des ouvrages ont connu un effondrement en phase de service.

La figure 27 illustre les causes des effondrements des ouvrages souterrains répertoriés dans la base de données.

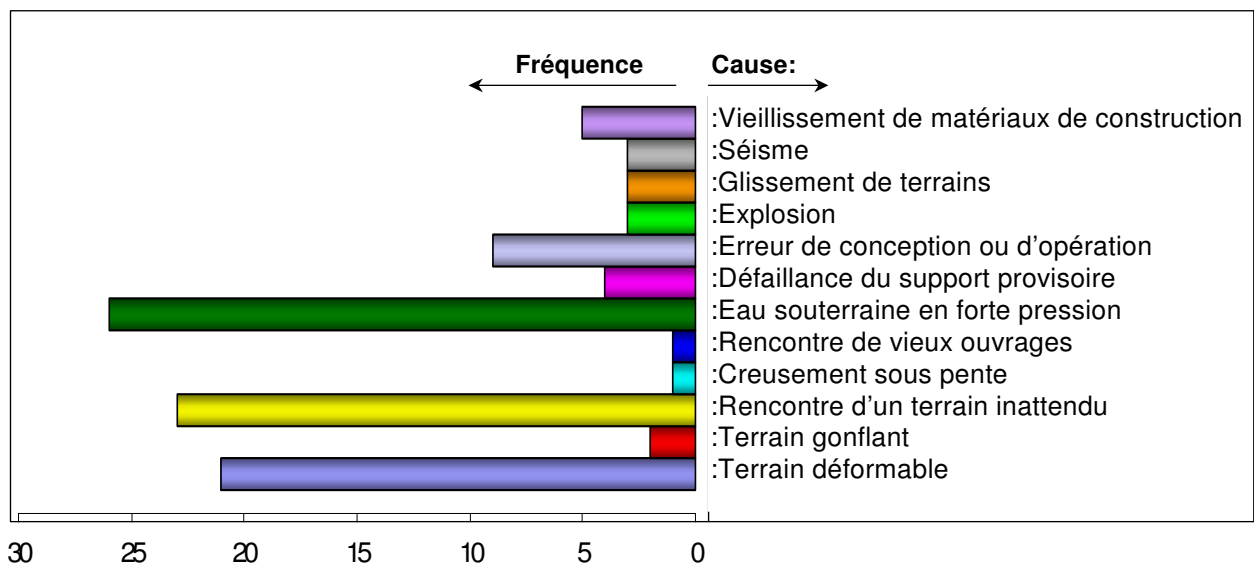


Figure 27. Causes d'effondrements des ouvrages souterrains

L'analyse de la figure 27 montre que certaines causes sont plus fréquentes que d'autres. Nous pouvons ainsi indiquer quelques points :

- ❖ La rencontre d'eau souterraine à forte pression, la rencontre de terrains de mauvaise qualité et le creusement des ouvrages dans des terrains déformables sont respectivement les causes les plus fréquentes d'effondrements dans des tunnels.

- ❖ Les erreurs de conception dans la phase de dimensionnement ou les erreurs de réalisation dans la phase de creusement, le vieillissement des matériaux de construction et la défaillance ou le manque du support provisoire forment la deuxième catégorie de causes responsables d'effondrement des ouvrages souterrains dans la phase d'exploitation.
- ❖ La présence de terrains gonflants, les catastrophes naturelles (des séismes), les glissements de terrain, le creusement sous pente et la rencontre de vieux ouvrages (non prévus) sont des causes rarement associées aux effondrements des ouvrages souterrains.

### 3.4.2 Les désordres locaux

Le diagramme de la figure 28 résume les causes principales des désordres locaux survenus dans les ouvrages souterrains inclus dans la base de données.

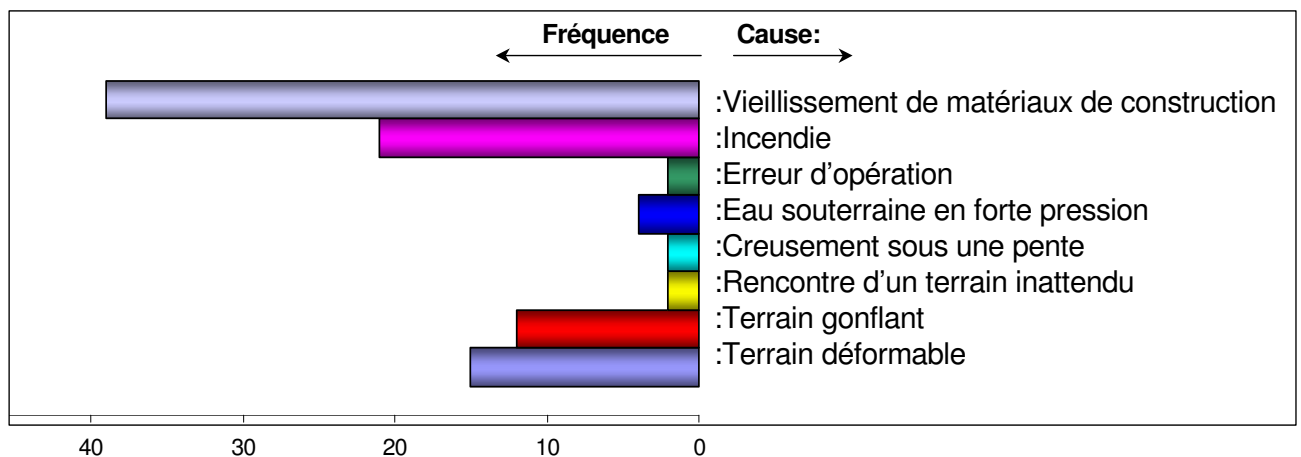


Figure 28. Causes de désordres des ouvrages souterrains

Nous pouvons classer les causes de désordres selon leur fréquence :

- ❖ Le vieillissement des ouvrages souterrains (vieillessement de matériaux de soutènement) est à l'origine du développement d'instabilités locales dans les ouvrages anciens (fissuration et chute des parties de revêtement, soulèvement de radier).
- ❖ Les incendies occupent la deuxième position parmi les causes qui engendrent des désordres dans les tunnels.
- ❖ La mauvaise qualité des terrains (terrains et sols meubles et plastiques, problème de gonflement, rencontre de terrains inattendus et discontinuités) est à l'origine de problèmes de désordres pendant l'exécution des ouvrages souterrains.
- ❖ La présence d'eau souterraine peut entraîner des déstabilisations locales pendant l'exécution des ouvrages.
- ❖ Enfin, l'erreur d'opération pendant la phase du creusement est un facteur qui engendre des instabilités locales dans les ouvrages souterrains.

### **3.4.3 La fermeture de la section de l'ouvrage (convergence)**

La base de données répertorie 19 cas où une fermeture de la section a été observé (dans des tunnels en cours de construction). Le phénomène de convergence est caractérisé par des fortes déformations dues à certaines causes. L'analyse des cas disponibles dans la base de données montre que ces déformations sont principalement liées à la nature du terrain et à la profondeur de l'ouvrage.

Près de 50% des cas de convergences sont dues au creusement en terrains gonflants contenant des minéraux (comme l'argile) sensible à la présence d'eau souterraine. Les 50% restants, correspondent à des tunnels situés à grande profondeur. Le phénomène de convergence se produit alors sous l'influence du développement de contraintes élevées (*squeezing rocks*).

### **3.4.4 Les inondations**

Les inondations dans les ouvrages souterrains sont une conséquence de l'envahissement de l'ouvrage par de grandes quantités d'eau souterraine ou par de grandes quantités d'eau de pluie. La base de données contient 10 cas d'ouvrages inondés. La cause la plus fréquente (98% des cas) est l'envahissement de l'ouvrage par des grandes quantités d'eau souterraine (cette cause concerne la phase de creusement des ouvrages). La deuxième cause est celle d'une forte tempête entraînant la venue d'eau de pluie dans l'ouvrage.

### **3.4.5 Tassement en surface (affaissement)**

Le tassement en surface ou l'affaissement important est la dépression observée à la surface du sol, suite au creusement d'un ouvrage souterrain. Les ouvrages concernés dans la base de données sont souvent situés à faible profondeur. La seule cause de ce phénomène est le creusement de l'ouvrage dans des terrains déformables de mauvaise qualité avec un soutènement peu adapté.

## **3.5 Analyse factorielle des correspondances AFC**

La nature qualitative dominante des données nous a conduit à effectuer des analyses factorielles des correspondances sur les données. Ce type d'analyse vise à établir des relations ou des liaisons de correspondances entre les phénomènes d'instabilité détectés et les variables explicatives correspondantes.

### **3.5.1 Principe général de la méthode d'analyse AFC**

L'analyse factorielle des correspondances simples est une méthode adaptée aux tableaux de contingence et permet d'étudier les éventuelles relations existant entre deux variables

nominales. Le tableau de contingence (dit aussi de dépendance ou tableau croisé) est obtenu en ventilant une population selon deux variables nominales (variables qualitatives).

L'ensemble des colonnes du tableau désigne les modalités d'une variable et l'ensemble des lignes correspond à celles de l'autre variable. De ce fait, les lignes et les colonnes, qui désignent deux partitions d'une même population, jouent des rôles symétriques, ils sont traités de façon analogue (Lebart et al., 1995).

Le test du *Chi-deux* est généralement utilisé pour tester l'indépendance de deux variables qualitatives. L'analyse factorielle des correspondances simples généralise l'étude d'un tableau de contingence et permet d'établir des cartes (plans factoriels) des projections des points profils-lignes et des points profils-colonnes. On peut montrer qu'elle permet d'obtenir la meilleure représentation simultanée de deux ensembles constituant les lignes et les colonnes, figures 29 et 30.

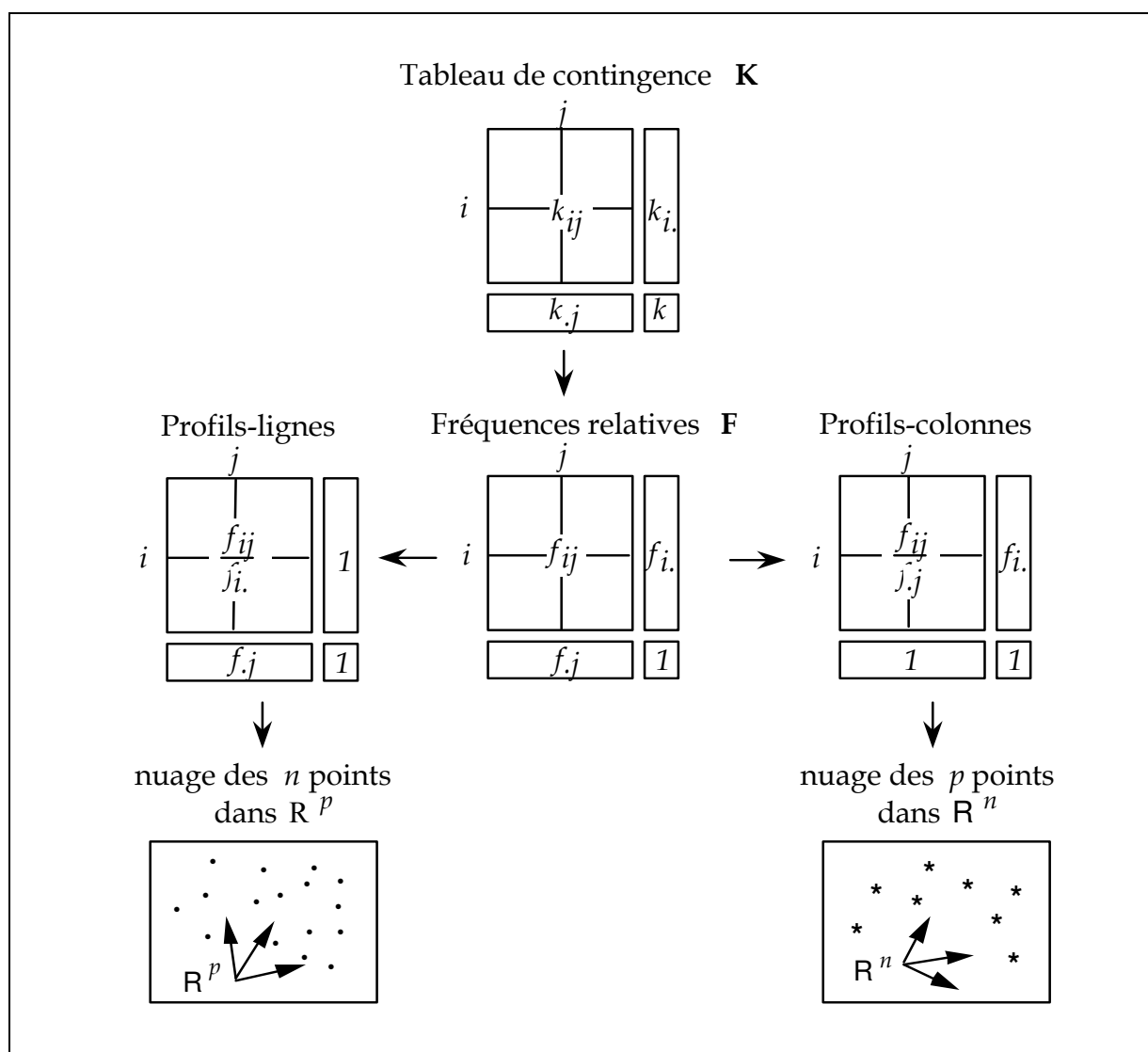


Figure 29. Principe de l'analyse factorielle de correspondances

Dans la mesure où les points sont bien représentés (les points sont «proches» des plans de projection), on peut analyser les projections des points sur les plans factoriels. On peut ainsi



interpréter la proximité ou la distance des points lignes entre eux, des points colonnes entre eux, et également des points lignes et des points colonnes (Greenacre et al., 1984).

L'analyse des correspondances est dite «simple» par opposition à l'analyse factorielle des correspondances «multiples», qui est une généralisation au cas du croisement de plus de deux variables qualitatives.

Les résultats issus de l'analyse factorielle de correspondance sont présentés dans des espaces factoriels multidimensionnels (voir figure 30) et nous nous sommes limités aux représentations dans des plans factoriels. Dans la suite de ce chapitre, nous présenterons les résultats obtenus par l'analyse des correspondances simples effectuées avec le logiciel SPAD (version 5.5).

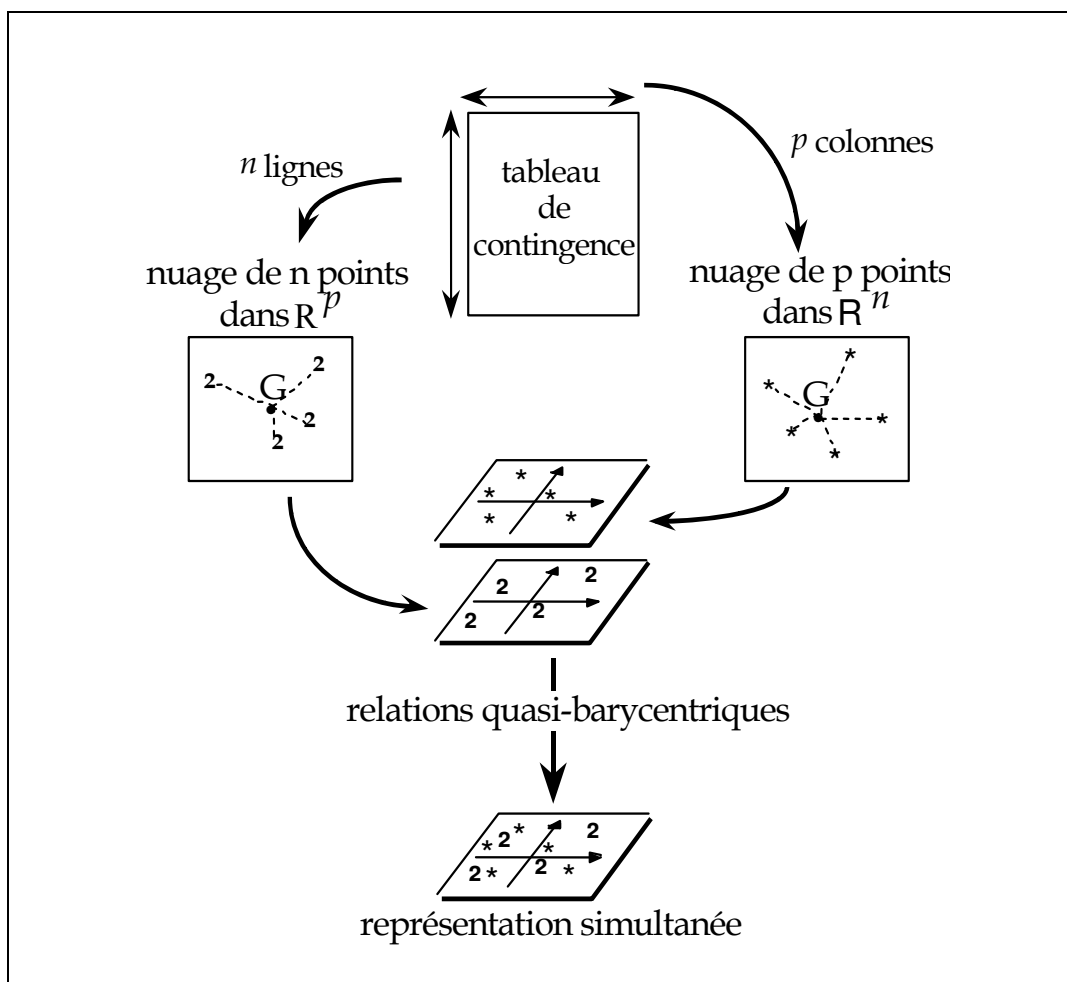


Figure 30. Projection des nuages des points dans les plans factoriels

### 3.6 Résultats de l'analyse factorielle de correspondances

Afin de résumer les résultats de l'AFC, nous en présenterons quelques exemples complets puis nous exposerons une synthèse qui récapitule les résultats issus de l'AFC. Une présentation intégrale des résultats obtenus sera abordée dans l'annexe III.

### 3.6.1 Distribution des phénomènes d'instabilité en fonction de la variable phase

Deux modalités ont été retenues « pendant » et « après » pour qualifier ce qu'on appelle la phase de vie de l'ouvrage. La modalité « **pendant** » indique que le phénomène d'instabilité s'est produit pendant la phase de creusement, tandis que la modalité « **après** » indique que le phénomène a eu lieu après la construction de l'ouvrage, c'est-à-dire, pendant la phase d'exploitation de l'ouvrage. Le résultat de l'AFC est présenté sur un seul axe factoriel, la variable n'ayant pas que 2 modalités, figure 31.

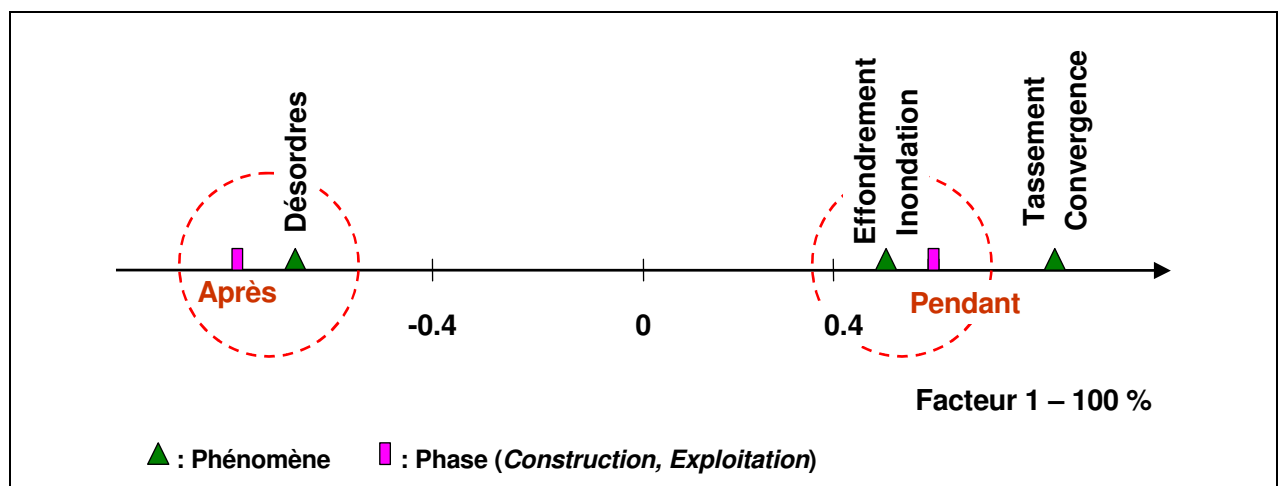


Figure 31. Projection des points sur le seul axe factoriel

On voit que cet axe factoriel est interprétable comme un axe de ségrégation entre deux catégories principales de phénomènes d'instabilité. La première comporte quatre phénomènes associés à la modalité explicative « pendant » : phénomènes d'effondrement, d'inondation, de convergence et de tassement en surface. La deuxième catégorie de phénomènes est corrélée à la modalité « après ». Elle concerne les désordres locaux qui sont plus fréquemment rencontrés pendant la phase de service des ouvrages.

### 3.6.2 Etude des phénomènes d'instabilité en fonction du mode de soutènement

Le plan factoriel de la figure 32 provient de l'analyse factorielle des correspondances simples des cinq phénomènes principaux d'instabilité avec la variable qualitative « mode de soutènement » qui comporte six modalités.

On remarque que le premier axe factoriel est très largement dominant. Il représente plus de 98% de l'inertie totale du nuage de points, tandis que l'axe factoriel 2 ne représente que 0,84% de l'inertie totale des points projetés. Le plan factoriel (et même le premier axe à lui tout seul) donne donc une bonne représentation des points projetés. On observe que l'effondrement, la convergence et le tassement en surface sont associés aux ouvrages dont le soutènement a été réalisé en béton projeté. En revanche les désordres sont bien associés aux ouvrages ayant des soutènements en maçonnerie, par boulonnage ou en béton coulé. Les corrélations sont particulièrement significatives entre les phénomènes de désordres et les ouvrages soutenus par boulonnage et par maçonnerie. Le pré-soutènement en particulier par congélation et le soutènement par voussoirs préfabriqués en béton ne sont associés à aucun phénomène d'instabilité.

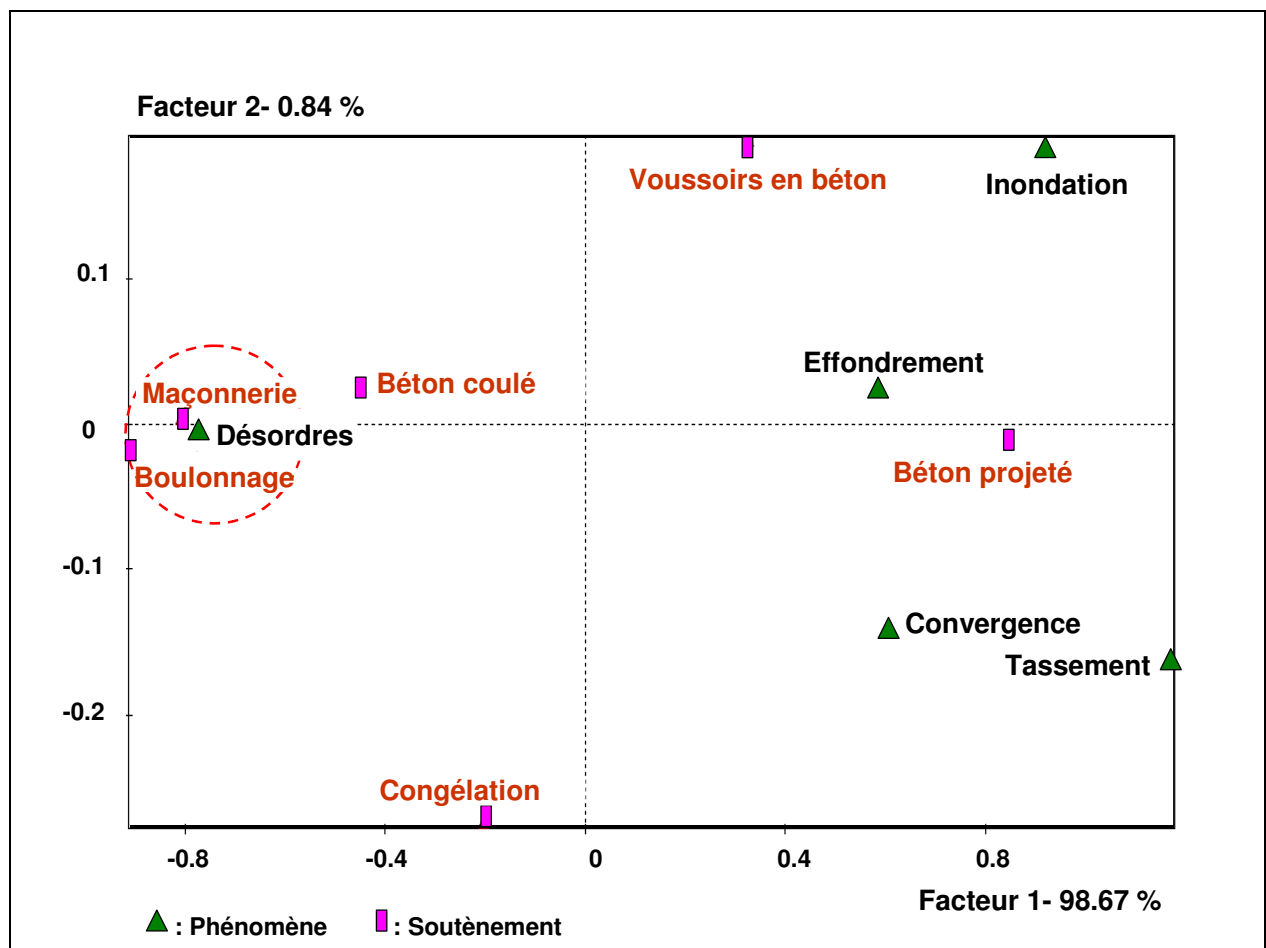


Figure 32. Projection des phénomènes en fonction des modes de soutènement dans le plan (1-2)

Les convergences sont associées aux ouvrages situés à des fortes profondeurs et réalisés dans des terrains résistants (plutôt des roches) où le béton projeté est un type de soutènement souvent utilisé dans ce cas.

Le soutènement en maçonnerie concerne principalement les ouvrages et les tunnels anciens. Les résultats de l'analyse des correspondances montrent que ce type de soutènement est fortement lié aux désordres. Ce résultat est logique car nous avons constaté que la cause la plus importante de ces phénomènes est le vieillissement des matériaux de construction ou du soutènement.

Le boulonnage est un pré-soutènement souvent utilisé pour renforcer le front d'avancement dans les tunnels, nous observons des liaisons significatives entre les désordres et ce type de soutènement.

### 3.6.3 Etude des phénomènes d'instabilité en fonction de la profondeur des ouvrages

Le plan factoriel de la figure 33 résulte de l'analyse factorielle des correspondances simple des cinq phénomènes principaux d'instabilité avec la variable « profondeur » qui comporte cinq modalités (cinq classes de profondeur). Les deux premiers axes représentent 94% de l'inertie totale des valeurs propres de l'ensemble de nuage des points.

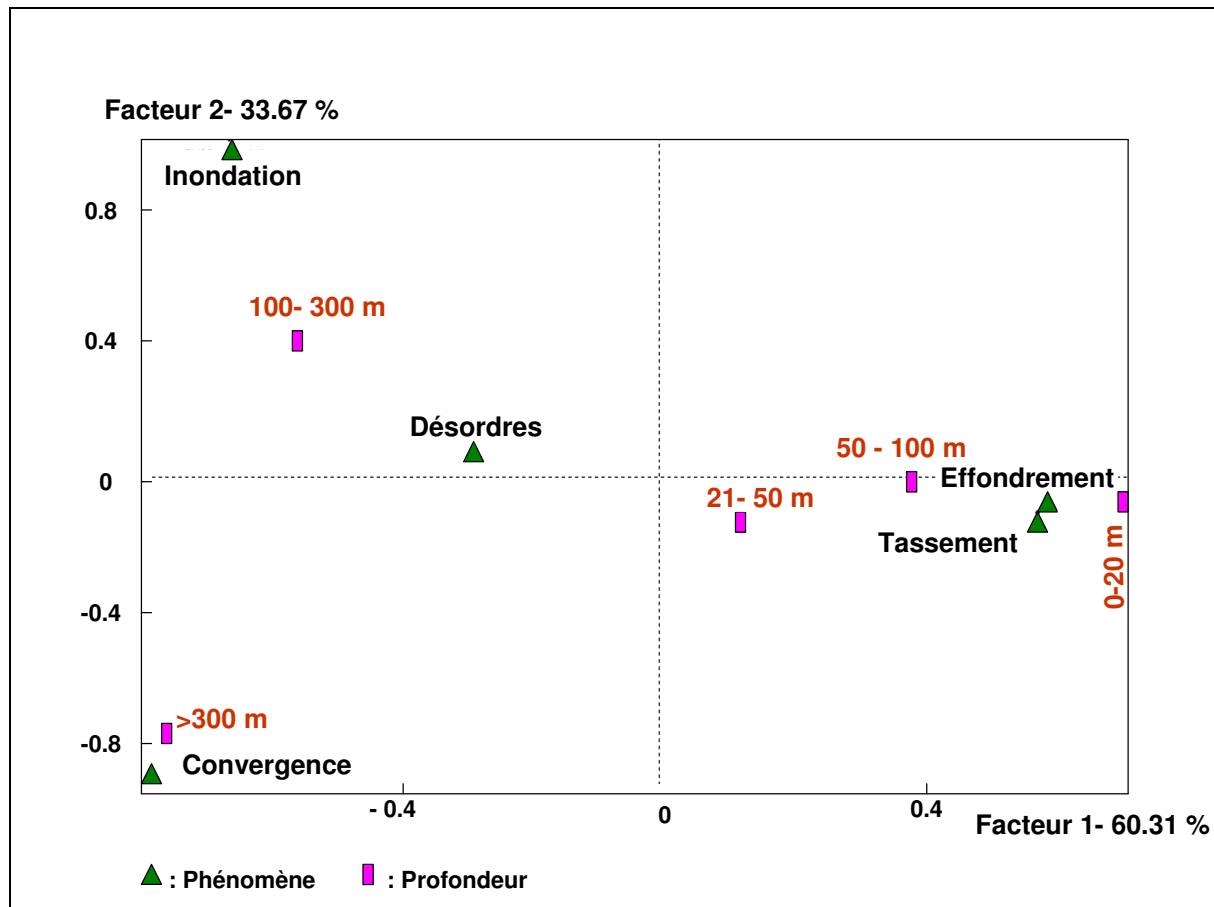


Figure 33. Projection des phénomènes en fonction de la profondeur dans le plan (1-2)

Dans ce plan factoriel, on remarque que le premier axe oppose deux groupes de points. D'un côté, on trouve les deux phénomènes d'effondrement et de tassement en surface concernant les ouvrages situés aux faibles profondeurs. De l'autre côté, on trouve la convergence des ouvrages profonds (plus de 300m) et les phénomènes de désordres et d'inondations qui ne sont pas clairement corrélés à la profondeur. Les plans factoriels (1-3) ou (2-3) n'ajoutent pas d'informations supplémentaires significatives.

### 3.6.4 Etude des phénomènes d'instabilité en fonction de la résistance du terrain

La figure 34 montre le plan factoriel (1-2) dans lequel sont projetés les cinq phénomènes principaux d'instabilité en fonction des six classes de terrains inspirées d'une classification de l'AFTES.

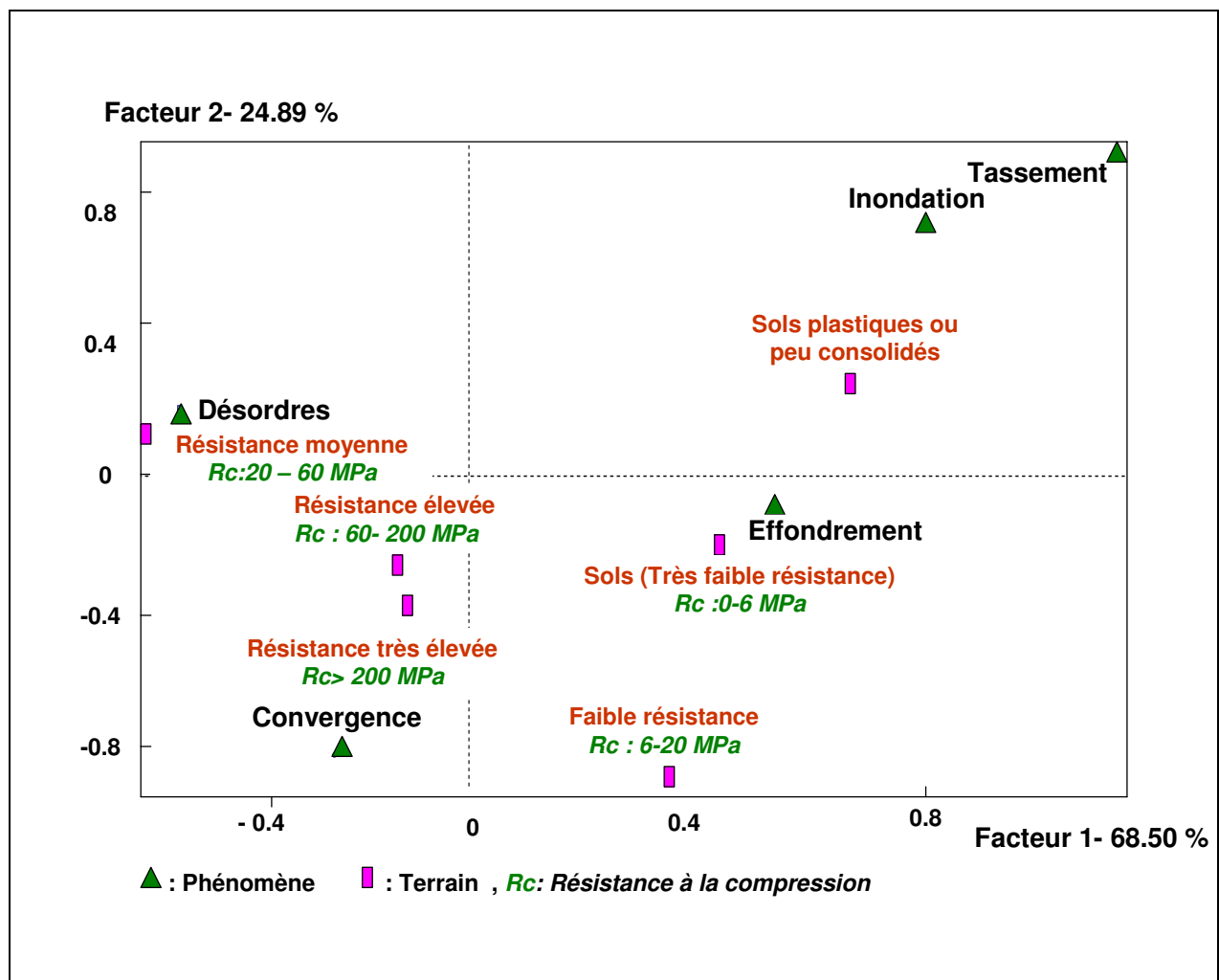


Figure 34. Projection des phénomènes en fonction de la résistance des terrains dans le plan (1-2)

L'analyse du plan factoriel de la figure 38 montre certains points essentiels :

- ❖ Des liaisons significatives entre les ouvrages souterrains effondrés et les terrains meubles (sols à très faible résistance (Rc :0-6 MPa) ;
- ❖ Des liaisons significatives entre les désordres dans les ouvrages souterrains et les terrains de résistance moyenne (Rc : 20-60 MPa)
- ❖ Le phénomène de convergence est faiblement lié aux terrains durs en général (Rc > 60 MPa)

### 3.6.5 Synthèse des résultats de l' AFC

De même que précédemment, des analyses factorielles de correspondances ont été effectuées pour identifier les relations entre les phénomènes d'instabilité d'une part et les paramètres (variables qualitatives) suivant : topographie de la surface du projet, méthodes de creusement, nature du terrain, profondeur des ouvrages, forme de la section de l'ouvrage et diamètre des ouvrages. Les résultats issus de chaque procédure d'analyse sont présentés dans des plans factoriels figurant en annexe II. Pour récapituler les résultats obtenus, nous proposons le

tableau de liaison 15. Une échelle de liaison comprise entre 0 et 4 est proposée pour juger de la corrélation entre les phénomènes d'instabilité et tous les paramètres explicatifs.

Echelle d'évaluation des liaisons: 4 : Liaison significative ; 2 : Faible liaison ; 0 : Sans liaison ; --- : Sans signification.

Variables et modalités		Phénomènes d'instabilité				
		Effondrement	Désordre local	Convergence	Inondation	Tassement
Phase	Pendant	4	0	4	4	4
	Après	0	4	0	0	0
Topographie	Plaine	4	2	0	0	2
	Montagne	0	0	2	2	0
Terrain Rc (MPa)	--	0	0	0	---	0
	0,5- 6	2	0	0	---	2
	6 - 20	4	0	0	---	0
	20 - 60	0	4	0	---	0
	60-200	0	0	2	---	0
	>200	0	0	2	---	0
Méthode de creusement	Explosifs	0	0	4	---	0
	Mécanique	4	4	0	---	2
	TBM	0	0	0	---	0
Soutènement	Congélation	0	0	0	---	0
	Boulonnage	0	4	0	---	0
	Béton projeté	4	2	0	---	2
	Maçonnerie	0	4	0	---	0
	Voussoirs	2	0	0	---	0
	Béton coulé	0	4	0	---	0
Section	Rectangulaire	0	0	0	---	0
	Voûtée	4	4	4	---	0
	Circulaire	0	0	0	---	0
Profondeur	0-20 m	4	0	0	---	4
	21-50 m	2	0	0	---	2
	51-100 m	2	0	0	---	4
	101-300 m	0	2	0	---	0
	> 300 m	0	0	4	---	0
Diamètre	0-5 m	2	0	0	---	0
	6-10 m	0	0	0	---	0
	11-15 m	4	4	2	---	0
	> 15 m	0	0	0	---	0

Tableau 15. Récapitulation des résultats issus de l'AFC

On peut lire ce tableau de deux manières différentes, selon que l'on considère les colonnes ou les lignes. Chaque lecture offre une vision des relations existant entre les phénomènes et les variables correspondantes. De l'analyse des nombreux cas d'effondrement dans les ouvrages souterrains et de l'observation des liaisons entre ce risque d'instabilité et tous les paramètres correspondants, on peut proposer un portrait-robot pour l'effondrement dans les tunnels ayant les caractéristiques suivantes :

- ❖ Tunnel en phase de creusement ;
- ❖ Tunnel urbain dans une topographie plaine ;
- ❖ Tunnel situé à faible profondeur (1- 20 m par fois jusqu'au 50m) ;
- ❖ Tunnel dont le diamètre dépasse 10 m ;
- ❖ Forme de section voûtée ou plus précisément en fer à cheval ;
- ❖ Soutènement constitué de boulons et béton projeté;
- ❖ Terrain encaissant étant un sol ou un terrain meuble ou tendre;
- ❖ Terrain saturé ou aquifère;
- ❖ Tunnel réalisé avec une méthode de creusement mécanique.

On rencontre les différents phénomènes de désordres dans les ouvrages en service soutenus par maçonnerie; ce mode de soutènement indique que ces ouvrages sont relativement vieux, de section voûtée, avec des diamètres ou des largeurs relativement élevées (>10 m).

Les fortes réductions de sections (convergence extrême) sont plus fréquentes pendant le creusement et la réalisation des ouvrages souterrains, creusés dans des sites montagneux (forte profondeur) même dans des roches résistantes, et dont le diamètre est relativement élevé.

Les tassements en surface sont associés aux ouvrages en cours de la réalisation dans les sites urbains à faible profondeur et dans des terrains de mauvaises qualités (sols non cohérents).

### 3.7 Conclusion

Les tunnels et les travaux civils en souterrain sont des infrastructures sensibles a plusieurs causes qui peuvent menacer la stabilité des ouvrages, la sécurité des équipements, des travailleurs et des usagers, mais aussi la sécurité de l'environnement et des ouvrages implantés au voisinage.

La base de données résume les instabilités rencontrées pendant la construction et l'exploitation des ouvrages souterrains en cinq catégories principales : effondrements, désordres, inondations, convergences et affaissement et tassement différentielles.

Les analyses statistiques ont éclairé :

- ❖ La structure et le contenu de cette base de données ;

- ❖ La hiérarchisation des phénomènes en fonction de plusieurs variables explicatives selon ses différentes modalités ;
- ❖ Les causes du développement de telles instabilités et leurs conséquences ;

Les analyses factorielles de correspondances ont permis de découvrir les liaisons entre chaque phénomène d'instabilité étudié et toutes les modalités associées aux variables explicatives. Cela nous a permis d'élaborer des portraits robot concernant chaque phénomène d'instabilité.

Les analyses factorielles de correspondances ont dévoilé une liaison significative entre le groupe des ouvrages maçonnés et les phénomènes de désordres. Pour cela nous avons donné une importance particulière pour étudier le comportement mécanique des ouvrages soutenus par maçonnerie.

Après les analyses descriptives, explicatives et approfondies rendues possible par la taille significative de notre base de données, nous allons consacrer donc le chapitre suivant à la modélisation numérique des tunnels maçonnés afin d'étudier plus particulièrement l'influence de paramètres physiques et mécaniques du soutènement en maçonnerie sur le comportement mécanique des ouvrages.



**Chapitre IV :**  
**Vieillessement des matériaux de construction et des roches,**  
**comportement et désordres de tunnels dans le temps**

## 4.1 Introduction

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

L'objectif de ce chapitre est d'évaluer les changements et les modifications de propriétés mécaniques des matériaux de construction dus à ces processus afin de la traduire dans les simulations par la variation de certains paramètres physiques et mécaniques du soutènement des tunnels maçonnés.

Ce chapitre comporte deux parties principales, il aborde :

- ❖ Les différents processus du vieillissement des matériaux de construction et des roches, les mécanismes et les origines de ces processus, le comportement rhéologique et vieillissement des roches
- ❖ Une recherche bibliographique sur le vieillissement des tunnels maçonnés. Le but de cette partie est de faire le point sur l'état de l'art concernant les anciens ouvrages souterrains soutenus ou revêtus par maçonnerie, en abordant les différents types de désordres rencontrés dans ces ouvrages, en cherchant les causes et les mécanismes qui sont à l'origine de désordres.

## 4.2 Processus de vieillissement des matériaux de construction

Le terme « vieillissement » exprime l'ensemble des modifications et des transformations minéralogiques et des dégradations mécaniques survenues sur les matériaux de construction en fonction du temps.

Le vieillissement des roches est donc, le résultat de la combinaison de plusieurs causes qui engendrent à long terme plusieurs transformations, altérations et dégradations. Nous pouvons classer les causes responsables en deux catégories : les causes internes dépendant de la structure du matériau, sa composition chimique ou minéralogique et de ses propriétés physiques ; les causes externes traduisant les effets multiples de l'environnement et du climat.

Ces transformations se produisent selon trois différents types de processus que nous développons ci- après.

### 4.2.1 Processus mécanique (physiques)

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

Cycles dilatation-contraction :

À l'état libre de toutes contraintes, le matériau se dilate quand sa température augmente et se contracte dans le cas contraire. Cette propriété s'exprime par un coefficient de dilatation thermique ( $\alpha$ ) caractéristique du matériau. Ce coefficient de dilatation thermique ( $\alpha$ ) prend la forme suivante :

$$\alpha = \frac{\delta l}{l \times \delta T} \quad (1)$$

On peut donc écrire  $\delta l$  :

$$\delta l = l \times \delta T \times \alpha \quad (2)$$

Dans un matériau isotrope empêché de tout déplacement, la contrainte thermo-élastique  $\sigma_T$  qui se développe au sein de la roche peut donc s'écrire :

$$\sigma_T = E \times \varepsilon = \frac{E \times \delta l}{l} = \frac{E \times l \times \delta T \times \alpha}{l} \quad (3)$$

$$\sigma_T \cong E \times \alpha \times \delta T \quad (4)$$

avec:

$\alpha$  : coefficient de dilatation thermique ;

$\delta l$  : variation de longueur parallèle à la direction de contrainte (L) ;

$l$  : longueur de l'objet (L) ;

$\delta T$  : variation de la température (°) ;

$E$  : module d'élasticité longitudinale ou module de Young (MPa) ;

$\varepsilon$  : déformation longitudinale ;

$\sigma$  : contrainte normale (MPa).

En pratique les roches ont une texture minéralogique hétérogène, la dilatation thermique est souvent anisotrope, ce qui provoque des dilatations différentielles. Des contraintes intergranulaires de traction, de compression ou de cisaillement s'y développent dépassant les valeurs limites caractéristiques de la résistance à la rupture de la roche. Par conséquent, des fissures intergranulaires se produisent.

Dans les tunnels, les incendies peuvent augmenter énormément la température dans l'ouvrage. Dans les tunnels maçonnés, cette augmentation énorme de la température entraîne des ruptures intragranulaires dans les pierres de la maçonnerie et dans le mortier.

Les travaux de Houpert et Homand-Etienne sur les roches citées par Berest et Weber (1988) ont montré que la température a un effet non négligeable sur la résistance à la compression. La microfissuration observée par Microscope Electronique à Balayage (MEB), générée par les sollicitations thermiques, semble être à l'origine de la diminution de la résistance mécanique.

Prenant en compte que la valeur du coefficient de dilatation thermique des roches est comprise entre  $10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$  et  $3 \times 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ , et que le module de Young change considérablement selon le type de roche (E est inférieure à 10 GPa pour les roches tendres et compris entre 10 et 1000 GPa pour les roches dures), on conçoit que les contraintes thermiques puissent être plus importantes dans les roches cristallines et les roches dures très compactes que dans les roches tendres.

Winkler et Singer (1975) ont montré le rôle de la présence de l'eau sur les processus thermiques. La dilatation de l'eau dans les capillaires est plus importante que celle de la roche, la variation rapide de la température (de l'ordre de  $40^\circ\text{C}$ ) peut donc engendrer localement des surpressions d'eau interstitielle qui peuvent atteindre 26 MPa.

L'effet des cycles thermiques se propage à l'intérieur de la roche à cause de la conductivité thermique. L'évolution de la température dans un matériau en fonction du temps et de l'espace est exprimée par l'équation :

$$\frac{\delta T}{\delta t} = k * \Delta T \quad (5)$$

avec :

$$k = \frac{K}{\rho C} \quad \text{diffusivité thermique (m}^2\text{/s) ;}$$

*K*: conductivité thermique (W/m/K) (*watts par mètre-kelvin*) ;

*ρ*: masse volumique (kg/m<sup>3</sup>) ;

*C*: chaleur massique spécifique (J/kg/K) (*Joule par kilogramme- kelvin*) ;

$\Delta T$ : opérateur Laplacien.

Du fait de la faible conductivité thermique des roches, l'effet des cycles thermiques n'agit que sur une zone limitée (superficielle) de la roche en contact avec l'atmosphère. Ce phénomène explique les désordres d'écaillage observés dans les tunnels maçonnés.

#### Cycles gel – dégel :

En absence d'étanchéité efficace dans les ouvrages souterrains anciens, l'eau arrive jusqu'à la maçonnerie. L'eau joue un rôle fondamental dans les cycles gel-dégel, avec la diminution de la température à moins de  $0^\circ\text{C}$ , l'eau contenue dans les pores, dans les fissures et les joints des roches se transforme en glace, son volume augmente en exerçant une pression qui peut atteindre 50 à 200 MPa, (Sorgi et al., 2004), ce qui provoque le développement de nouvelles fissures et l'éclatement de la roche.

#### Cycles hydratation – dessiccation :

Les variations du degré de saturation de l'atmosphère ambiante contrôle le transfert d'eau entre la roche et l'atmosphère, ce qui entraîne des cycles d'hydratation et de dessiccation. L'hydratation peut entraîner le développement d'une pression suffisante pour induire le phénomène du gonflement de certaines roches (les roches contenant de l'argile par exemple).

En cas de dessiccation, la roche restitue une partie de l'eau à l'extérieur subissant un phénomène de retrait ce qui provoque des contraintes de traction.

La succession de cycles de gonflement retrait dus aux cycles d'hydratation - dessiccation peut altérer mécaniquement la roche, en induisant des fissurations importantes qui peuvent entraîner à long terme la fragmentation des roches concernées.

A l'inverse, la déshydratation ou la dessiccation du matériau entraîne un retrait généralement accompagné de fissures de tractions. Celles-ci augmentent la perméabilité de la roche, la rendant plus sensible aux autres mécanismes d'altération (Sorgi et al., 2004)

La répétition de cycles d'hydratation-dessiccation amplifie les processus de fragilisation et de fissuration de la roche (Van Eeckhout, 1976).

Plusieurs recherches dont celles de Wiid (1967) et de Watelet (1996) ont été consacrées à déterminer l'influence de l'humidité relative sur le module d'élasticité et sur la résistance à la compression de roches. Les résultats montrent une diminution de valeurs des deux paramètres qui atteint 40% entre l'état sec et l'état complètement saturé. Cette diminution du module d'élasticité peut s'expliquer par la fermeture des fissures en début de chargement des éprouvettes. Ainsi l'angle de frottement interne mobilisé à l'état sec, est progressivement réduit quand le degré de saturation augmente, cette diminution est due à l'évolution du comportement de la roche vers un comportement moins rigide avec l'augmentation du degré de saturation.

Les processus physiques sont considérés comme un facteur de développement d'autre processus de vieillissement. L'altération de roche due aux processus physiques augmente notamment la surface rocheuse qui devient la cible d'actions et d'altérations chimiques et biologiques.

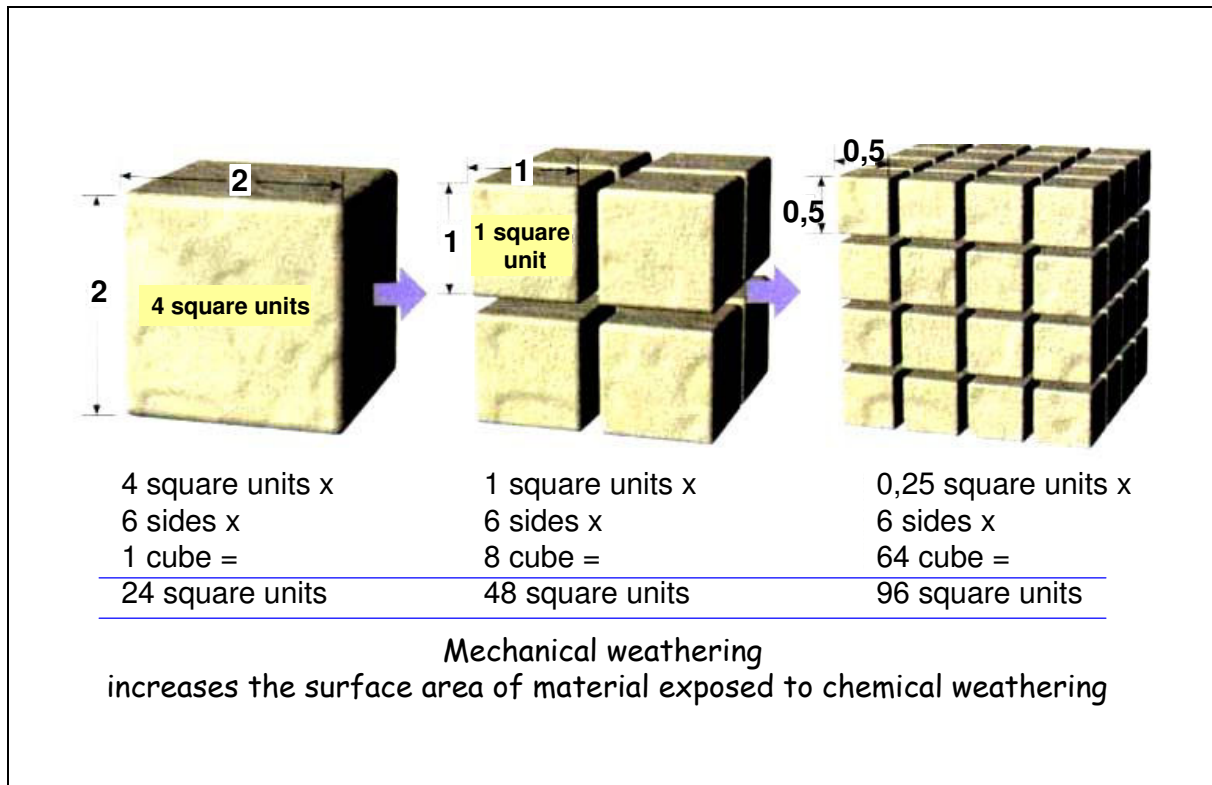


Figure 35. Augmentation de surface exposée aux actions chimiques et biologiques, due à l'action mécanique, (ESO, 2004)

La figure 35 montre le mécanisme selon lequel la surface rocheuse exposée à des actions chimiques et biologiques devient plus grande avec la succession des cycles de dégradations physiques.

#### 4.2.2 Processus chimiques

L'eau joue un rôle fondamental dans toutes les réactions chimiques. La composition minéralogique de roches et de matériaux de construction détermine la nature des actions chimiques produites. La présence des fractures et des dégradations augmente l'ampleur de réactions chimiques. Selon Loughnan (1969), le vieillissement chimique est le résultat de trois processus qui peuvent intervenir simultanément :

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

Le vieillissement chimique est donc le résultat d'une série de réactions de surface entre la roche, l'atmosphère et l'eau. Toutes ces réactions dépendent essentiellement de la variation de

la température ambiante et du pH de l'eau. Le maintien de tels processus dans le temps dépend essentiellement des apports d'eau fraîche au système.

Nous pouvons distinguer plusieurs origines aux mécanismes de vieillissement chimique :

#### Cycles de cristallisation - dissolution :

Les cycles de cristallisation - dissolution dépendent de facteurs externes de l'eau, son pH et sa teneur en CO<sub>2</sub>, de la température et des minéraux constituant la roche. Les recherches de Rauch et de White en 1970 sur des roches calcaires ont montré que l'altération de ce type de roche est souvent due à la succession de cycles de cristallisation et dissolution de sels dans les fissures, ce qui provoque une désagrégation mécanique granulaire de la roche. Ce phénomène est responsable de nombreux types d'altérations superficielles de roche (figure 36).

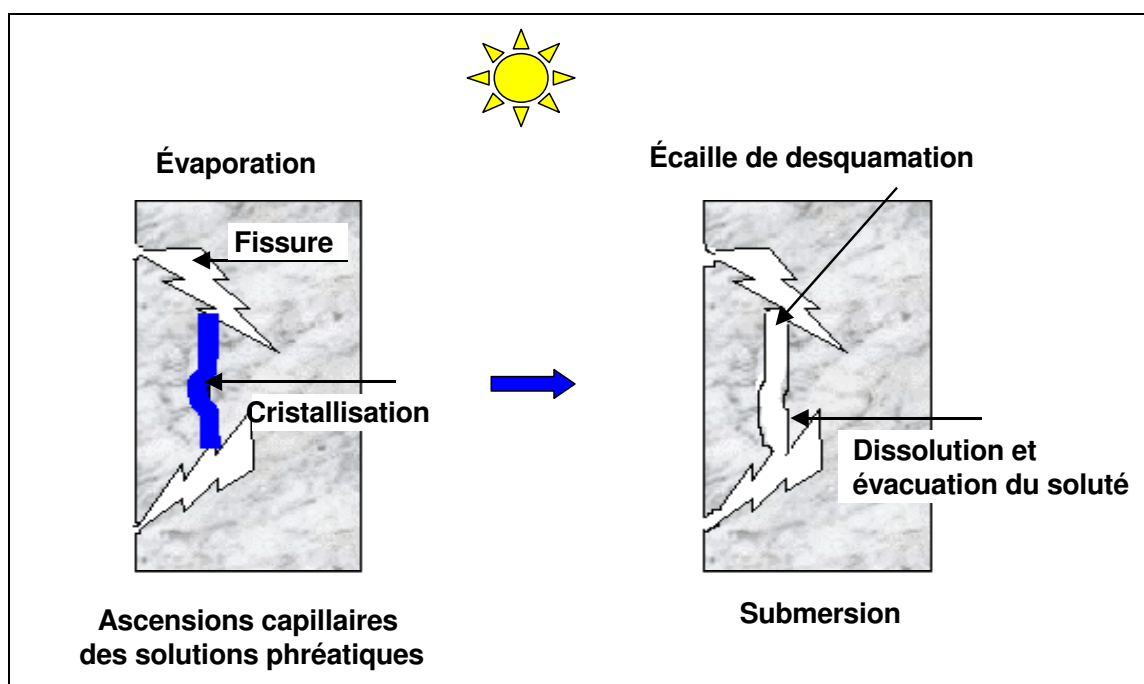


Figure 36. Schéma du processus d'écaillage par alternance de cycles dissolution / recristallisation (Martinet, 1992)

Ce phénomène s'active lors de la dessiccation d'une roche suite au départ d'eau à la surface.

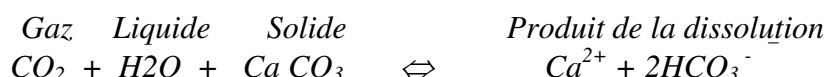
La vapeur subit une migration par diffusion du cœur de la roche vers l'extérieur. La teneur en eau diminue progressivement et les sels cristallisent lorsque la concentration de saturation est dépassée. La croissance des cristaux entraîne de nouvelles contraintes mécaniques dans la roche (Chene et al., 1999). Lors de nouvelles vagues d'humidification, le phénomène de dissolution se développe entraînant une désagrégation par décohésion granulaire.

Selon Pauly (1990), du fait que la roche (quelle que soit l'échelle choisie) est un milieu hétérogène, les concentrations de sels dans la texture rocheuse ne sont pas homogènes. Le mécanisme de désagrégation se développe avec un léger surcreusement dans les zones les plus riches en sels.

Les hétérogénéités des minéraux et des fissures dans la roche soumise à un état de contrainte naturel conduisent à des hétérogénéités de contraintes : certaines zones peuvent être soumises

à des contraintes plus élevées que d'autres. Ce gradient de contraintes local se traduit par un gradient de potentiel chimique. Ce dernier occasionne une dissolution de la matière à un endroit donné et sa recristallisation ailleurs.

Par exemple, les roches carbonatées sont parmi les roches les plus sensibles aux phénomènes de dissolution (Sorgi et al., 2004) et nous rappelons que la plupart des pierres de maçonnerie sont issues de roches calcaires. Le processus de dissolution de ce type de roches peut être résumé par la formule suivante:



*Dioxyde de carbone + eau + carbonate de calcium*  $\Leftrightarrow$  *cation de calcium + ion de carbonate d'hydrogène*

Dans cette réaction chimique, le rôle du dioxyde de carbone est fondamental. Sa présence dépend de la présence de bactéries et de racines, de la température de la roche et de la décomposition organique.

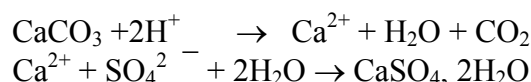
La conséquence mécanique directe des cycles de cristallisation-dissolution est le développement de vides et l'augmentation de la porosité de la roche. Même si le remplissage des vides par des éléments fins peut conférer à la roche une cohésion plus importante, un nouveau cycle de dissolution-cristallisation dans le temps peut conduire à la mobilisation de ces éléments et à une diminution des caractéristiques de résistance du matériau.

#### Oxydation :

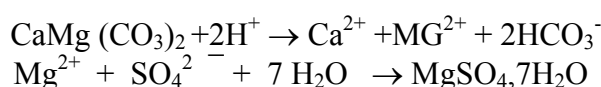
Le phénomène d'oxydation concerne les composés du fer souvent présent dans les silicates et les carbonates à l'état réduit  $\text{Fe}^{2+}$ . Parvenu dans l'hydrosphère oxygénée, il prend la forme oxydée  $\text{Fe}^{3+}$ . L'équilibre du réseau cristallin s'en trouve alors rompu (Millot, 1964).

Nous présentons comme exemple l'oxydation de la pyrite initiée par l'oxydation de la nappe phréatique. Ce processus se traduit généralement par la formation de sulfate ferreux et d'acide sulfurique. La formation d'acide sulfurique provoque la dissolution des espèces minérales voisines, surtout si elles sont carbonatées, les carbonates jouent alors le rôle de tampon. Ceci peut conduire à :

- Une décalcification avec néoformation de gypse ( $\text{CaSO}_4, 2\text{H}_2\text{O}$ ) :

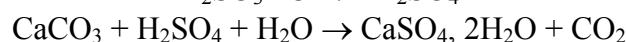
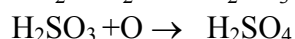
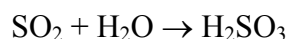


- Une dédolomitisation avec néoformation d'epsomite ( $\text{MgSO}_4, 7\text{H}_2\text{O}$ ) :



On peut observer des phénomènes de décalcification même en absence de pyrite. Le dioxyde de soufre, présent dans l'atmosphère, peut réagir avec l'eau puis avec l'oxygène pour donner de l'acide sulfurique. Cet acide provoquera alors la dissolution des carbonates :





La néoformation de sulfates s'accompagne d'une importante augmentation de volume. Ce qui peut entraîner des fissures et l'éclatement de la roche.

#### **4.2.3 Processus biologiques**

Le développement d'une macro ou micro flore dans une roche entraîne une série de processus physiques et chimiques qui peuvent être à l'origine d'une dégradation mécanique du matériau.

Carrol (1970) explique les effets les plus marquants du développement de la macroflore :

- ❖ Fracturation de la roche favorisant la circulation d'eau et d'air ;
- ❖ La matière organique produit les acides qui contribuent à l'attaque chimique des roches ;
- ❖ Production de  $\text{CO}_2$  et d'acide carbonique, ce qui implique une augmentation de l'acidité des eaux et de leur agressivité vis-à-vis de l'altération des roches.

Les différents groupes de microorganismes (bactéries, champignons, algues etc.) consomment le carbone et l'azote produit par les plantes et les animaux morts ainsi que l'oxygène présent dans le sol, en augmentant ainsi la concentration de  $\text{CO}_2$ .

#### **4.3 Sensibilité des matériaux aux processus de vieillissement**

Du fait de la diversité de structure minéralogique des roches, les différents types de roche présentent une sensibilité différente face aux différents processus de vieillissement. L'INERIS a proposé une hiérarchisation de la sensibilité au vieillissement en fonction de différents types de roche (Sorgi et al., 2004). Cette hiérarchisation donne une tendance assez globale mais des cas particuliers peuvent faire exception notamment en fonction de la minéralogie de la structure ou de la texture de la roche (tableau 16).

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

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

**Tableau 16. Hiérarchisation de la sensibilité de différentes roches aux processus de vieillissement d'après Sorgi et al. (2004)**

Du tableau 16, il ressort que les roches sédimentaires sont particulièrement sensibles aux processus hydrauliques et biologiques (tant sur le plan physique que sur le plan chimique), notamment dans le cas où la roche présente un réseau interconnecté de vides. Dans ce cas, les agents du vieillissement (en particulier l'eau) pourront plus facilement atteindre des parties profondes de la roche, entraînant des dégradations importantes. La faible sensibilité des roches sédimentaires au processus thermique est expliquée par sa faible conductivité thermique.

Par contre les roches volcaniques et métamorphiques présentent une tendance opposée. Ce type de roches présente une texture minéralogique très stable, caractérisée par une infime microporosité. Ainsi, seulement les processus hydrauliques impliquant un effet mécanique sur la macroporosité produisent des réelles conséquences sur leur vieillissement. En revanche, grâce à leur structure homogène, les roches volcaniques et métamorphiques sont plus sensibles que les roches sédimentaires aux processus thermiques.

#### 4.4 Conséquences mécaniques du vieillissement des roches

Castellanza (2002) interprète le vieillissement d'un matériau par un affaiblissement généralisé des propriétés mécaniques du matériel original, avec le temps. Ainsi, les dégradations peuvent transformer une roche dure comme le granite en sol incohérent.

Les travaux de Chigira et Omay (1999) sur la stabilité des pentes montrent que les processus du vieillissement agissant sur la surface d'une masse rocheuse induisent aussi une réduction remarquable de la résistance au cisaillement du terrain.

Plus généralement, la société internationale de Géologie (Anon, 1995) donne une classification descriptive de roches dégradées dans le temps. Cette classification hiérarchique repose sur des observations morphologiques de roches et des investigations mécaniques. Le tableau 17 récapitule les caractéristiques principales de cette classification.

Catégorie	Description	Caractéristiques
I	Roche fraîche	Aucun changement évident
II	Légèrement dégradé	Décoloration légère et affaiblissement
III	Modérément dégradé	Affaiblissement et décoloration considérables
IV	Fortement dégradé	Grands morceaux cassés à la main
V	Complètement dégradé	Considérablement affaiblie même si la texture originale est préservée
VI	Sol résiduel	Mélange de sol sans texture rocheuse

Tableau 17. Caractérisation de vieillissement-dégradation, catégories modifiées (Anon 1995)

La classification d'Anon propose donc une échelle à six degrés de dégradation de roches entre le niveau de la roche intacte et celui du sol résiduel.

Dans l'objectif d'estimer les impacts mécaniques du phénomène d'hydratation, Wiid (1967) et Watelet (1996) ont montré à travers une série d'essais de compression uniaxiale sur différents types des roches en fonction du degré de saturation (figure 37), que l'augmentation du degré de saturation de la roche entraîne une diminution de ses propriétés mécaniques (résistance à la compression en particulier).

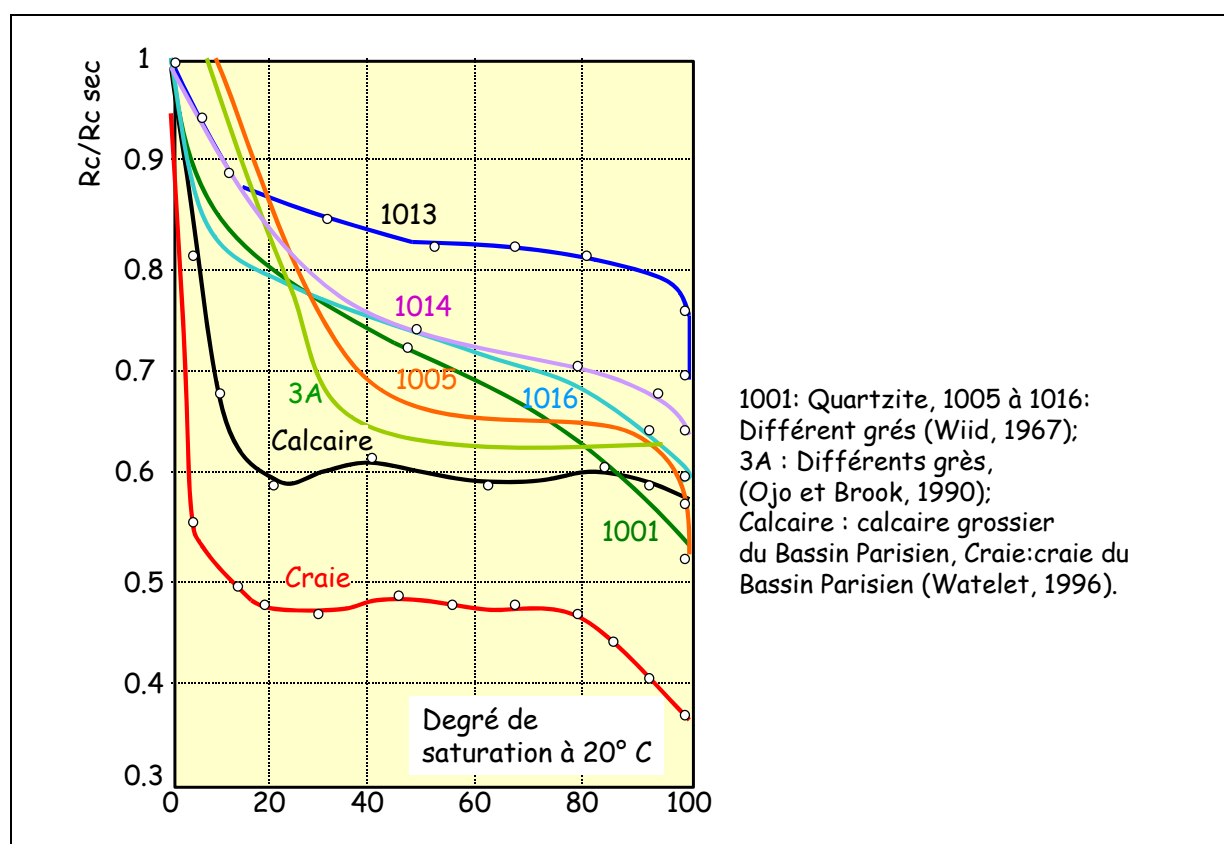


Figure 37. Résistance à la compression en fonction du degré de saturation (Wiid, 1967 et Watelet, 1996)

Le tableau 18 donne quelques précisions à ce sujet.

Échantillon	Chute de RC entre l'état sec et le degré de saturation 75%
Quartzite	35%
Grès	19% -38%
Calcaire	40% note : le calcaire est une pierre souvent utilisée dans les tunnels maçonnés
Craie	53%

**Tableau 18. Chute de la résistance à la compression en fonction du degré de saturation**

Même si cette étude a été menée dans des conditions très spécifiques sur des échantillons précis, il apparaît clairement que la résistance à la compression diminue avec l'augmentation du degré de saturation.

Les processus du vieillissement peuvent modifier le régime de pores dans la roche, ce qui entraîne une évolution du degré de saturation en fonction des changements liés au régime d'eau. Par ailleurs, l'évolution du degré de saturation engendre une modification de la masse volumique du matériau concerné (Baynes et Derman, 1978).

Hencher, Ebuk, Abrams et Lumsden (1990), Stead, Coggan et Howe (2000) ont étudié également les paramètres exprimant la résistance mécanique de la roche (comme la résistance à la compression, le module de Young, le coefficient de Poisson et la résistance à la traction) ainsi que d'autres paramètres tels que la vitesse de pénétration des ondes ultrasoniques et la perméabilité de différents types de roches dégradées. Ces paramètres subissent des évolutions en fonction de temps. L'ampleur des variations des paramètres dépend de la nature de la roche, du type de processus de vieillissement et de leurs fréquences en fonction de temps.

Dans le tableau 19, nous classons les principaux paramètres rocheux variables en fonction du temps sous l'influence des processus de vieillissement et leur tendance d'évolution.

Abréviation	Paramètre	Tendance
E	Module de Young	-
$\nu$	Coefficient de Poisson	+
Rc	Résistance à la compression	-
R	Résistance à la traction	-
C	Cohésion	-
$\rho$	Masse volumique	+ -
$\phi$	Angle de frottement	-
$\tau$	Résistance au cisaillement	-
P	Porosité	+
Sr	Degré de saturation	+ -
Pr	Perméabilité	+

+ : Tendance à augmenter      - : Tendance à diminuer

**Tableau 19. Paramètres mécaniques variables en fonction de temps**

Irfan et Dearman (1978) ont testé la résistance à la compression du granite correspondant à différents stades de dégradation. Le tableau 20 évoque les principaux résultats obtenus.

Catégorie de dégradation	Résistance à la compression uni-axiale (MPa)
Fraîche	> 250
Faiblement dégradé	100-250
Fortement dégradé ( <i>weakened</i> )	2.5-100
Sol	<2.5

Tableau 20. Résistance à la compression uni-axiale d'un granite selon différents degrés de dégradation

Les résultats montrent une perte remarquable de la résistance à la compression de la roche à différents degrés de dégradation. Cette perte mène, à son tour, à d'autres évolutions des paramètres mécaniques, figure 38.

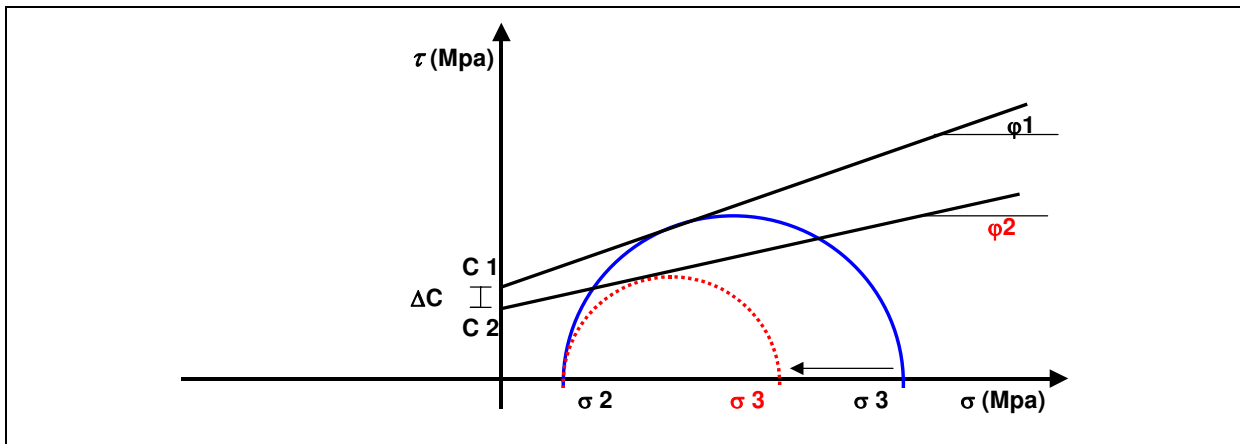


Figure 38. Diminution de la résistance à la compression entraîne l'évolution de C et  $\phi$

La figure 38 illustre le fait que la cohésion et l'angle de frottement interne d'un matériau diminuent par l'endommagement ou la dégradation et le vieillissement de la roche.

En conclusion, les pierres constituant le soutènement des tunnels subissent au cours du temps des dégradations multiples. Les études réalisées permettent d'estimer l'impact de cette dégradation sur le comportement mécanique de la maçonnerie. Ce comportement sera étudié dans la suite du chapitre.

## 4.5 Comportement rhéologique et vieillissement des roches

### 4.5.1 Comportement différé (généralité)

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

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

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

On distingue 3 modèles rhéologiques fondamentaux des corps : comportement élastique (déformation réversible) ; comportement plastique (déformation irréversible) et comportement visqueux (la valeur de la déformation dépend de la durée d'application de la contrainte, pour une contrainte donnée non nulle, la déformation se fait à vitesse constante. Après la suppression de la contrainte, le système conserve son état final). La figure 39 résume les 3 modèles.

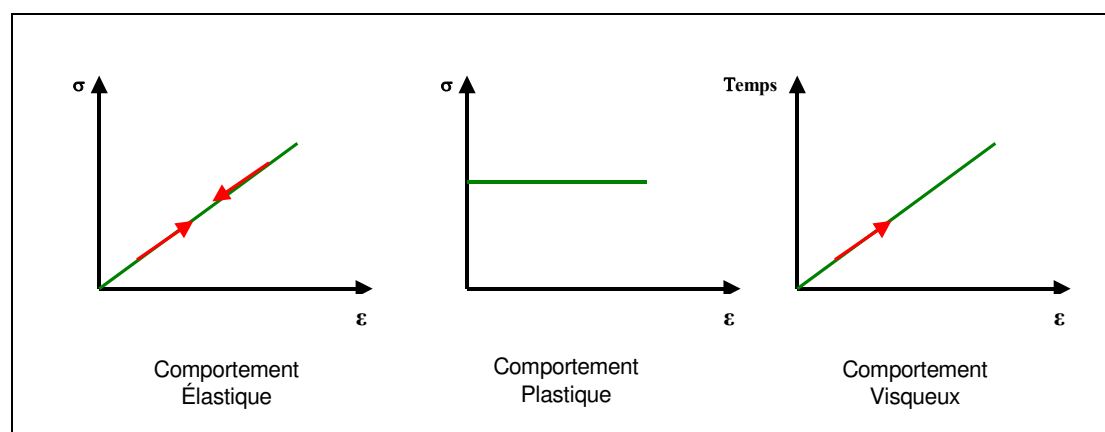


Figure 39. Modèles rhéologiques fondamentaux de corps

Les roches combinent les propriétés des 3 types fondamentaux, elles sont élastiques pour une contrainte faible et deviennent plastiques lorsque la contrainte devient plus forte. Le passage du comportement élastique au comportement plastique s'appelle le durcissement (radoucissement en past-pic): la roche subit des modifications irréversibles dans sa structure. La figure 40 annonce ainsi la distinction entre les deux comportements des roches, des roches dont la déformation est ductile et des roches dont la déformation est fragile.

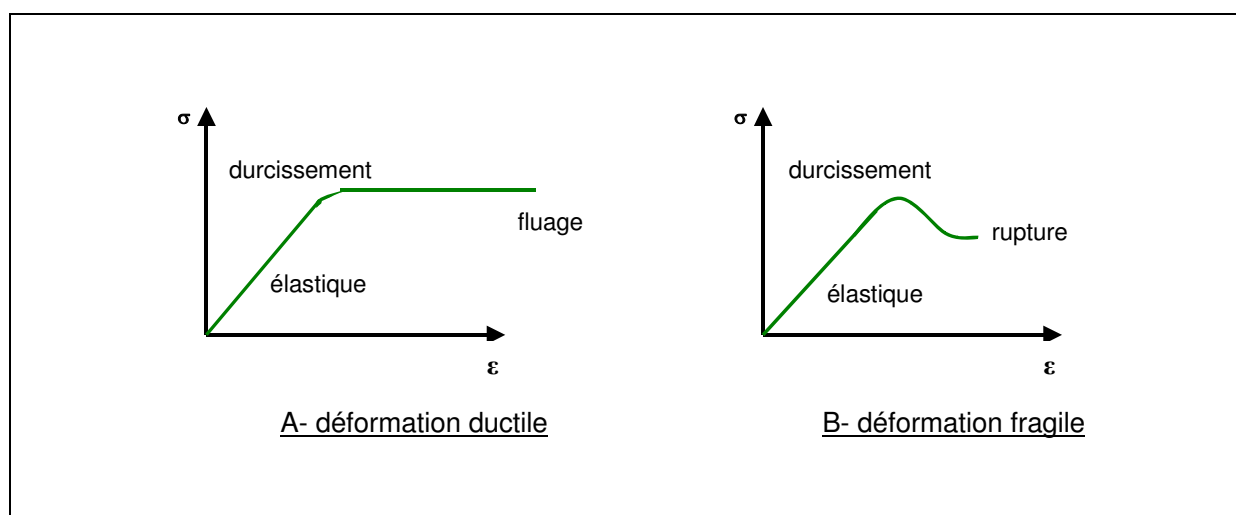


Figure 40. Déformation ductile, déformation fragile des roches

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

#### 4.5.2 Essais de fluage

L'influence du temps sur le comportement d'une roche peut être étudié au laboratoire au moyen d'essais de fluage. On distingue trois types d'essais expérimentaux pour étudier le comportement différé des roches :

##### Essais de fluage sous chargement statique et cyclique

Le principe consiste à imposer à un échantillon, un déviateur de contrainte, constant ou cyclique, dans des conditions de température contrôlée. Pendant une durée variant de quelques jours à quelques mois voire plusieurs années, les déformations différées qui se développent sont mesurées en continu.

##### Essais de chargement monotone à vitesse lente ou quasi-statique

Cet essai permet d'évaluer l'influence de la vitesse de chargement sur le comportement de la roche testée. Il consiste à imposer à un échantillon une vitesse de déformation constante et à suivre l'évolution des contraintes et des déformations qui en résultent.

##### Essais de relaxation

Les mesures in situ dans des ouvrages souterrains mettent en évidence une diminution avec le temps de la pression exercée par le massif rocheux sur le revêtement. A déformation imposée, ce relâchement des contraintes correspond au phénomène de relaxation. Pour étudier ce phénomène en laboratoire, l'échantillon de la roche testé est soumis, suite à une mise en charge, généralement à vitesse contrôlée, à une déformation axiale, que l'on maintient ensuite constante, (Fabre, 2005).

Les essais de fluage permettent également de calculer et de suivre l'évolution de plusieurs modules physiques (dynamique ou statique) de la roche tel que la module d'élasticité ( $E$ ) et le coefficient de Poisson ( $\nu$ ). La diminution des modules élastiques témoigne de l'endommagement de la roche.

#### 4.6 Paramètres influençant le comportement différé

Plusieurs paramètres influencent le comportement différé de roches : le déviateur de contraintes, la température, la vitesse de sollicitation et les conditions hydriques.

##### 4.6.1 Influence de l'état de contrainte

La pression de confinement permet de reproduire les contraintes in situ. Il détermine le mode de rupture de l'échantillon et la transition fragile-ductile, comme on peut le voir sur la figure 41, la rupture fragile se manifeste par l'apparition de bandes de cisaillement ou de colonnettes. La rupture ductile est caractérisée par un écoulement sans phénomène de localisation, la déformation de l'échantillon est due au frottement sur ses bases.

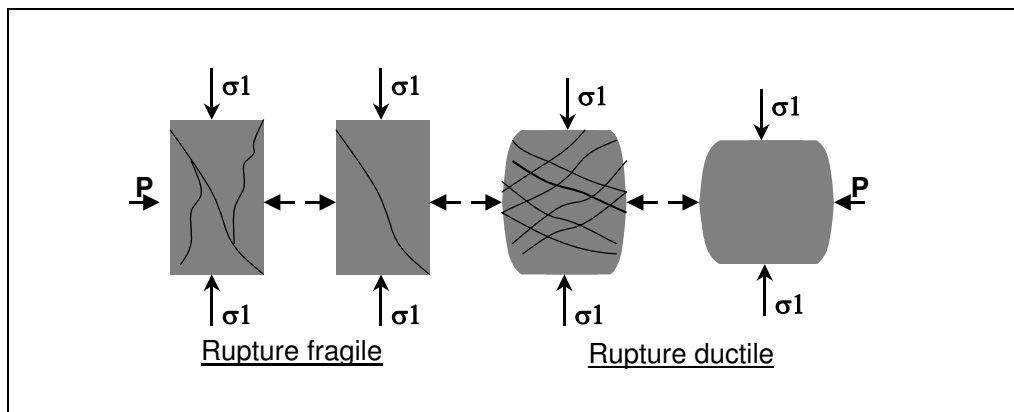


Figure 41. Influence de l'augmentation de la pression de confinement sur le mode de rupture, d'après Gatelier (2001)

L'état de contrainte n'influence pas uniquement le mode de rupture de l'échantillon, il détermine également le comportement mécanique de la roche et la durée de l'essai. Les essais de fluage effectués par Gonze (1988) sur le sel gemme montrent que l'augmentation du déviateur de contrainte imposé à cette roche diminue la durée de l'essai et accélère progressivement la vitesse de la déformation, figure 42.



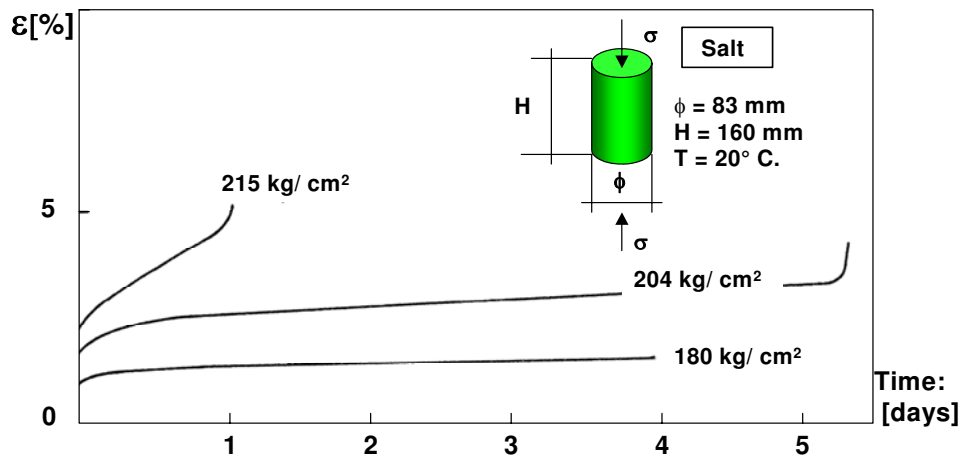


Figure 42. Essai de fluage sur un échantillon de sel gemme, d'après Gonze (1988)

#### 4.6.2 Influence de la vitesse de sollicitation

La vitesse de chargement influence fortement la courbe de réponse contrainte-déformation d'une roche testée en compression, et notamment la résistance maximale mais aussi le comportement pré et post-pic (modules de déformation et chute de contrainte). Pour mettre en évidence le rôle joué par ce paramètre, Peng et Podnieks (1972) ont réalisé une série d'essais de compression simple sur des éprouvettes cylindriques de tuf qu'ils ont testées sur une plage de vitesse de déformation très étendue :  $10^{-7}$  à  $10^{-2}$  s<sup>-1</sup>. 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 (figure 43).

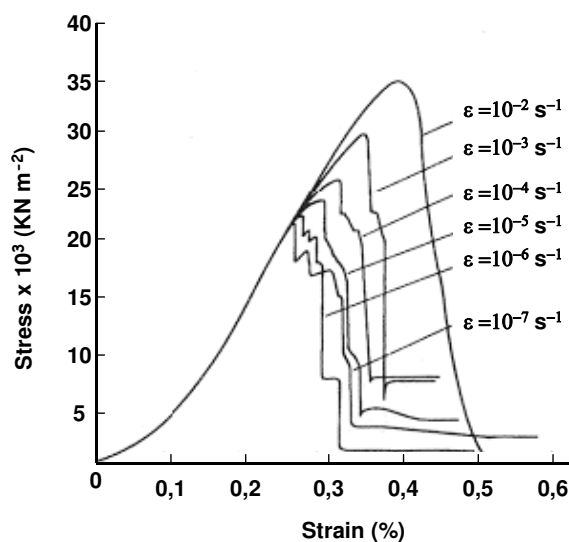


Figure 43. Essais de compression simple sur un tuf : influence de la vitesse de déformation, d'après Peng et Podnieks (1972)

Lama et Vutukuri (1978) ont résumé sur des graphes schématiques l'influence de la vitesse de chargement sur le comportement mécanique de différentes roches testées en compression uniaxiale (Figure 44).

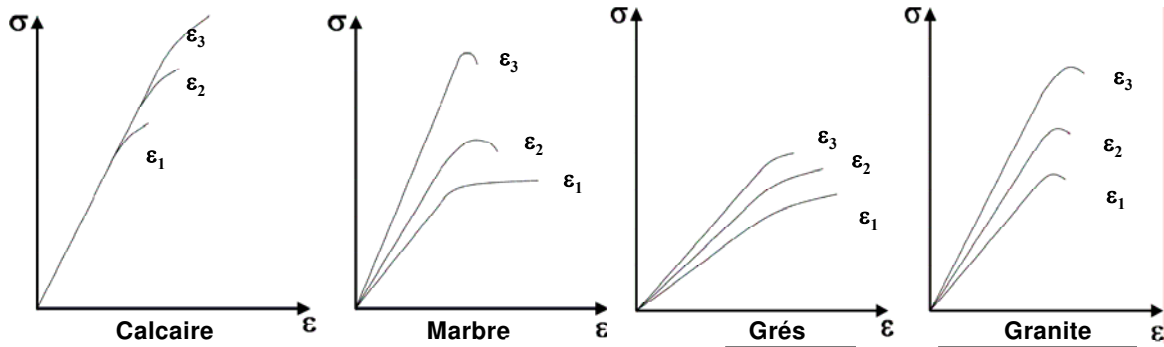


Figure 44. Influence de la vitesse de chargement sur la courbe contrainte-déformation pour différents types de roches, d'après Lama et Vutukuri (1978) :  $\varepsilon_1 < \varepsilon_2 < \varepsilon_3$ .

Les résultats montrent que les roches homogènes très peu poreuses (grès, granite) sont peu affectées par une variation de la vitesse de déformation. 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, (Fabre, 2005).

#### 4.6.3 Influence de la température

Afin de mettre en évidence l'influence de la température sur l'amplitude des déformations différées, Push (1993) a réalisé des essais de fluage en laboratoire sur des échantillons de granite, à différentes températures dont la figure 45 illustre les résultats. Push précise que des températures comprises entre 20°C (température ambiante) et 100°C ont un effet peu significatif sur les déformations différées mesurées sur les échantillons de granite testés en fluage.

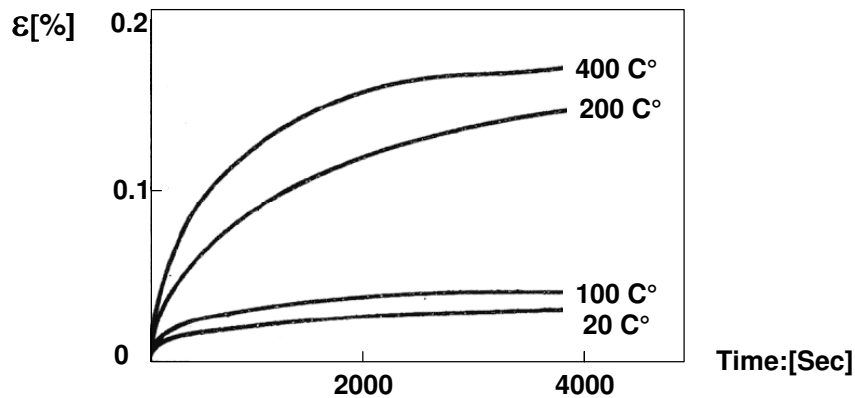


Figure 45. Essais de fluage à différentes températures réalisés sur des échantillons de granite, d'après Push (1993)

En revanche, au-dessus de cette limite, l'influence de la température ne peut être négligée. La température augmente très sensiblement l'amplitude des déformations mesurées sous un même déviateur.

La température joue donc un rôle important sur le comportement mécanique visqueux des roches en influençant directement l'amplitude de leurs déformations différées. Elle peut également exercer une influence chimique et accélérer les réactions entre les minéraux

constitutifs de la roche et l'eau interstitielle, conduisant à une diminution de la résistance du matériau au cours du temps (Whittaker et al., 1992).

#### 4.6.4 Paramètres intrinsèques

La présence d'eau diminue la résistance de la roche, elle influence également son comportement visqueux. Dans la plupart des essais de fluage, réalisés sur des échantillons de gypse prélevés dans la carrière souterraine de Grozon (Jura), Hoxha et al. (2003) ont observé une phase de fluage primaire, suivie par un fluage secondaire qui, en fonction de l'âge de la roche, de l'hygrométrie et de la contrainte, s'est parfois développé jusqu'à une rupture. La figure 46 illustre bien l'influence de l'hygrométrie, Hr, sur la vitesse des déformations viscoplastiques et l'apparition de la dilatance.

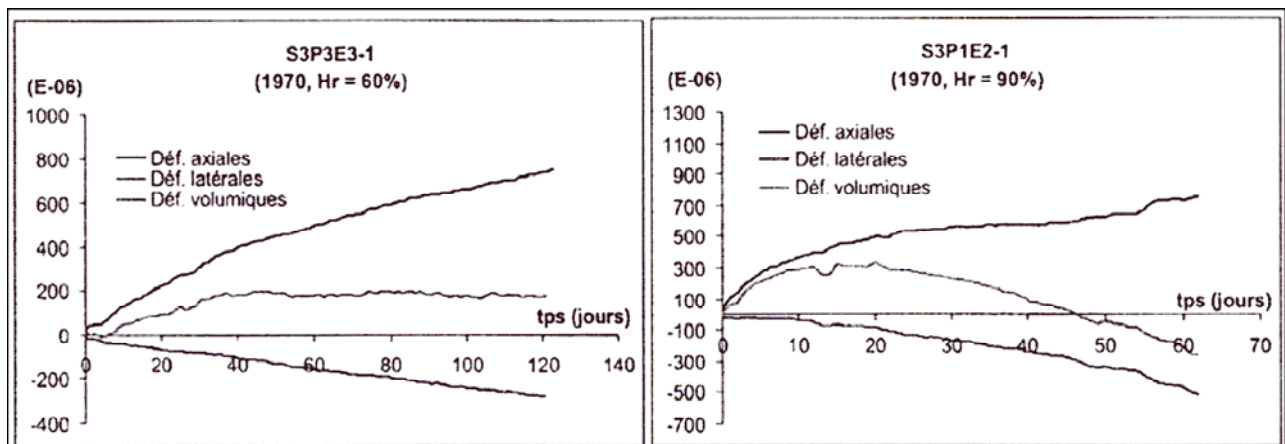


Figure 46. Influence de l'hygrométrie sur le comportement différé d'un gypse, d'après Hoxha et al. (2003).

L'effet du temps sur le comportement mécanique se traduit par une déformation progressive des roches. On distingue deux types de rupture des roches : la rupture ductile et la rupture fragile. Dans le cas de la rupture ductile, la déformation de la roche s'accroît au cours du temps, bien que la valeur de la contrainte reste constante entraînant ce qu'on appelle le phénomène de fluage.

Les essais de fluage permettent d'étudier le comportement de la roche et d'observer en conséquence le développement de l'endommagement et la microfissuration de la roche en fonction du temps. Ils permettent aussi de calculer et de suivre l'évolution des modules élastiques,  $E$  et  $\nu$  dont la diminution témoigne de l'endommagement de la roche. Le comportement mécanique différé des roches est influencé par de nombreux paramètres extrinsèques (état de contrainte, vitesse de sollicitation, température) ou intrinsèques (porosité, teneur en eau).

Dans les anciens tunnels maçonnés, on distingue plusieurs types de pierres: calcaires, schistes, gneiss...). Dans notre étude, nous n'avons pas eu l'occasion d'étudier le comportement différé d'échantillons extraits d'ouvrages souterrains à travers le fluage. En revanche nous proposons une hypothèse basée sur la diminution des propriétés mécaniques des roches en fonction du temps.

Nous supposons notamment que la diminution de la cohésion ( $C$ ), de l'angle de frottement ( $\varphi$ ) et de la résistance à la traction ( $T$ ) est proportionnelle à la diminution du module d'élasticité  $E$  (figure 47).

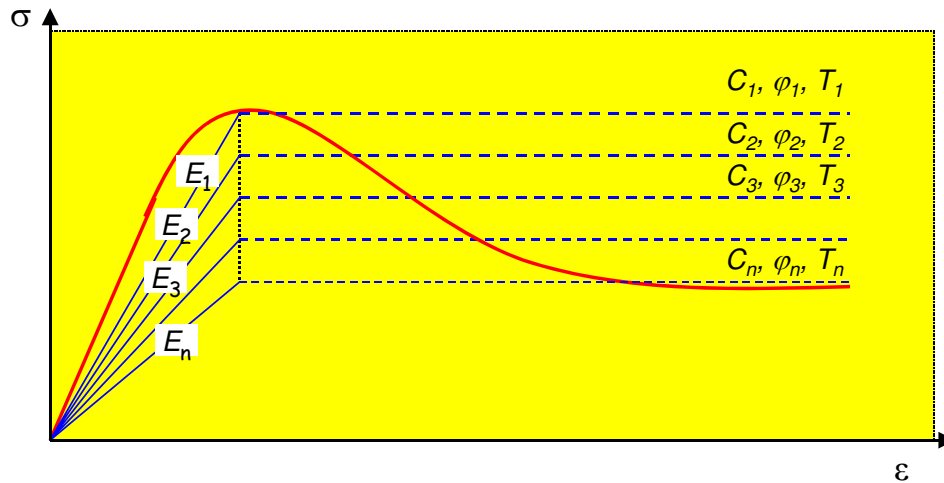


Figure 47. diminution de ( $C$ ,  $\varphi$  et  $T$ ) en fonction de la diminution du module d'élasticité

#### 4.7 Vieillesse des tunnels et des ouvrages souterrains

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

Une partie importante des tunnels dans le monde a dépassé 100 ans et ces ouvrages subissent plusieurs désordres dus au vieillissement. Les dépenses destinées aux travaux de maintenance pour garder ces ouvrages en service sont élevées, (Richards, 1998). Par exemple, le réseau ferré français comporte plus de 1600 tunnels d'une longueur cumulée de 550 km, dont le plus ancien a actuellement plus de 175 ans et dont la moitié est plus que centenaire, (Chambron et al., 1978). La figure 48 donne une répartition pour les ouvrages souterrains français jusqu'en 2000, elle évoque également les nouveaux projets souterrains en cours de construction.

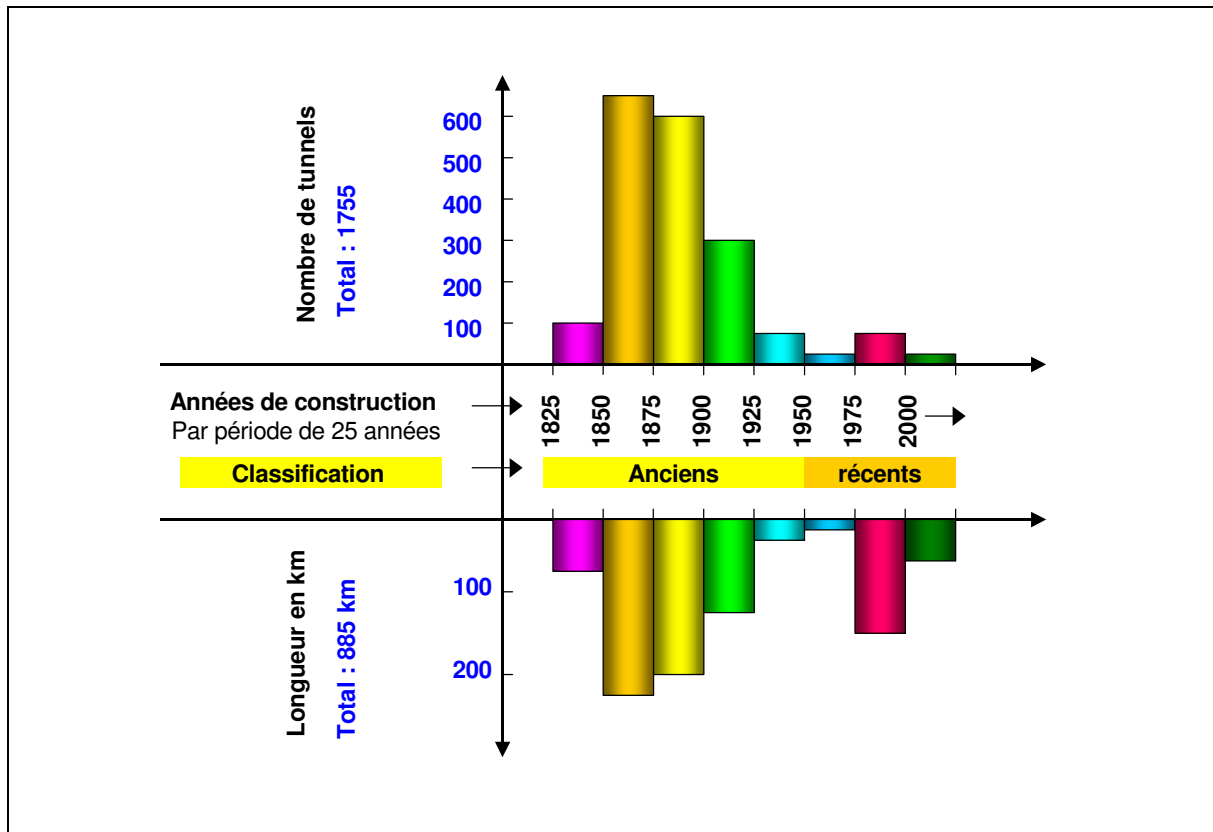


Figure 48. Répartition des tunnels français. Ce diagramme à été développé et reconstitué par l'auteur d'après Chambron et al. ( 1978) et *The world's longest Tunnel page database* (2006)

Ces ouvrages ont des longueurs très variables (de 22 m à 50450 m) et sont percés dans des terrains de toute nature : roche dure, roche fracturée, craie, marnes, sables, argiles, terrains gonflants, éboulis, etc.

Les techniques utilisées pour la construction des ouvrages procédaient par parties divisées, avec galerie d'avancement, soutènement provisoire réalisé par boisage et revêtement définitif en maçonnerie. Elles s'accompagnaient souvent des séquelles défavorables à la durabilité : forte déconsolidation du terrain encaissant, imperfection du clavage en voûte et création de vides plus ou moins importants derrière le revêtement.

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

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

- ❖ Les méthodes d'exécution ;
- ❖ La nature et la qualité des matériaux de construction (la maçonnerie) ;
- ❖ L'évolution des terrains encaissant ;

- ❖ La circulation d'eau ;
- ❖ L'ambiance atmosphérique ;
- ❖ La nature et l'intensité du trafic (vibrations et pollution).

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

## 4.8 Comportement des tunnels dans le temps

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

### 4.8.1 Évolution des liants de maçonnerie

Dans les anciens tunnels maçonnés, la maçonnerie est souvent liée par des mortiers à base de chaux. Ce type de liant est très sensible à plusieurs facteurs : présence et percolation de l'eau en raison d'absence d'étanchéité efficace, agents agressifs chimiques dues à la pollution par les fumées de trafic, qui entraînent la dégradation du mortier. Ces phénomènes peuvent provoquer une disparition totale des éléments actifs des liants en transformant le mortier en pâte puis en matériau proche du sable. Les joints affectés perdent alors toute cohésion, dans les zones affectées (Chambron et al., 1979, Dartevel, 2001).

Le développement de ces phénomènes au cours du temps entraîne, sous l'effet des contraintes de compression, un écrasement des joints et une extrusion du mortier qui induisent un tassement de la voûte puis des chutes de moellons sur la voie dans le tunnel.

Dans la figure 49, on distingue deux cas de déjoiement de la maçonnerie dans les tunnels, déjoiement sur le piedroit lié au suintement de l'eau lessivant les joints, déjoiement des moellons de la voûte par dissolution.



Figure 49. Déjoiement du piedroit, déjoiement de la voûte, (CETu, 2004)

#### **4.8.2 Évolution des éléments constitutifs des maçonneries (moellons)**

Nous avons développé dans le paragraphe 2.1 au début du présent chapitre les différentes actions physiques, chimiques et biologiques qui peuvent participer à la dégradation de la roche. La maçonnerie est souvent découpée dans un massif, ensuite transportée pour constituer le soutènement ou le revêtement du tunnel. L'action du temps continue donc à s'exercer sur la surface exposée des moellons aux agents agressifs dans le tunnel. La dégradation de la roche (moellons) est accélérée en l'absence de l'entretien.

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

##### Sollicitations mécaniques

Dans les tunnels anciens maçonnés, on observe des sollicitations mécaniques sur la voûte se traduisant par des fissurations de traction notamment dans les joints et par des écaillages de compression localisés souvent en clé ou en reins (Chambron et al., 1979).

Les éléments constitutifs des maçonneries sont sensibles aux cycles gel/dégel en présence de l'eau. L'influence des effets de cycles gel/dégel dépend la nature des moellons. Par exemple, les roches détritiques comme les grès et les conglomérats sont sujet à désagrégation par l'augmentation du volume de l'eau passant de l'état liquide à l'état solide. Ce phénomène s'explique vraisemblablement par une microfissuration du matériau analogue à celle que l'on constate sur le béton dès que les contraintes dépassent la moitié environ de la contrainte de rupture sur éprouvettes cylindriques, (Dartevel, 2001).

##### Altération chimique

La présence de l'eau a un rôle fondamental dans tous les désordres constatés en souterrain. Ce rôle des eaux pures ou agressives (séléniteuses ou polluées chimiquement) sur les maçonneries est très néfaste. L'acide sulfurique formé par réaction du SO<sub>2</sub> contenu dans les suies ou les fumées sur la vapeur d'eau présentent dans le tunnel entraîne une dégradation des moellons (Dartevel, 2001).

##### Altération biologique

L'insertion de radicelles et racines entre les moellons sous de faibles couvertures ainsi que l'action des bactéries sur les pierres et les liants dégrade la maçonnerie.

#### **4.8.3 Évolution de l'environnement (terrains encaissants)**

##### Actions résultant d'une modification du régime des eaux

L'évolution de terrains encaissants se manifeste principalement dans les zones de contact (maçonnerie-terrain). L'eau modifie le comportement mécanique du sol, le passage d'un milieu partiellement saturé à un milieu totalement saturé modifie l'état de contraintes du sol. Il modifie également la résistance du sol à court et à long terme. Les sols gonflants peuvent exercer une pression très élevée, contre la quelle la maçonnerie ne résiste pas.

Les dégradations lentes peuvent, à long terme, modifier les conditions d'équilibre de l'ouvrage à partir de plusieurs mécanismes dont nous citons les principaux :

- ❖ Entraînement d'éléments fins avec modifications des vides dans les terrains meubles ;
- ❖ Diminution des caractéristiques mécaniques de certaines roches et des argiles quand leur teneur en eau augmente ;
- ❖ Gonflement de terrains par hydratation (cas de certaines argiles, roches contenant de la serpentine, de l'anhydrite..). Ces gonflements peuvent produire des pressions supplémentaires et souvent dissymétriques de 10 à 100 tonnes par m<sup>2</sup> et des déformations importantes (Dartevel, 2001) ;
- ❖ Dissolution (affectant les roches carbonatées, le gypse) ;
- ❖ Action chimique (oxydation de sulfures par l'air, altération des minéraux de roches granitiques ou cristallophyllics).

La figure 50 résume l'action de l'évolution du terrain encaissant qui peut conduire à augmenter les pressions sur le soutènement en maçonnerie, ce qui entraîne la déformation de la structure en maçonnerie. Les déformations se développent au cours du temps menant à la rupture du soutènement.

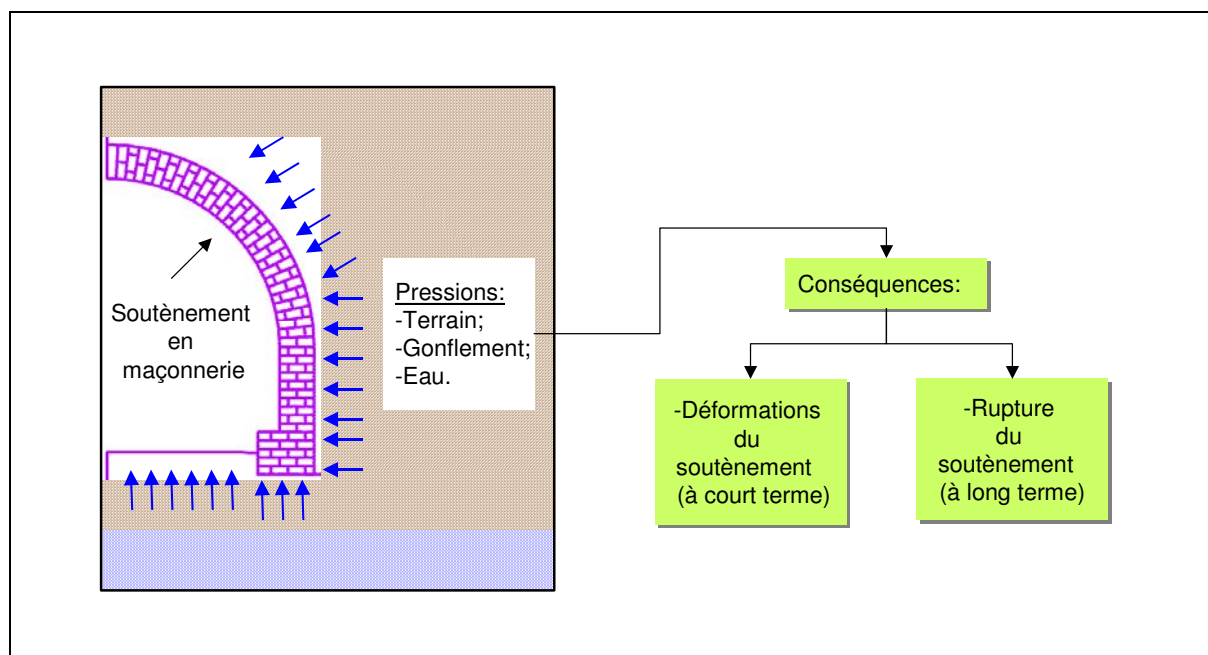


Figure 50. Action de l'évolution du terrain encaissant sur le soutènement en maçonnerie

#### Autres actions

Quand le tunnel est creusé dans un milieu me connu, la présence de cavités naturelles, de cavités de constructions ou de cavités de dissolution modifie le comportement de l'ouvrage au cours du temps. Les tunnels peuvent subir également des effets dynamiques à cause de



tremblements de terre, de tirs de mines et de vibrations des moyens de transport. Les tunnels situés à faible profondeur sont également sensibles aux projets de construction civils comme les tunnels voisins, les ponts, les grands bâtiments, les routes etc.

Le développement d'un ou plusieurs de ces facteurs dans le temps mène à des modifications de l'état de contraintes dans les tunnels concernés puis à des déformations de plusieurs types dus à différents modes ou mécanismes de déformations.

#### 4.9 Mécanismes de déformation de tunnels

Les tunnels subissent plusieurs déformations dues à différents modes de changement de la distribution du champ de contraintes autour du tunnel. L'analyse du système de contraintes autour des tunnels permet d'identifier plusieurs mécanismes de déformations des tunnels, (Kerisel, 1975, Peck, 1969).

##### Déformation due aux forces horizontales asymétriques

Dans le cas des tunnels situés à proximité d'une vallée, une modification de la pente par la construction d'un autre ouvrage (une route par exemple) ou par un éboulement important peut engendrer une déformation du tunnel, la déformation est souvent due aux forces horizontales asymétriques. Les forces horizontales sont clairement plus grandes du côté amont que du côté de vallée, la distribution des contraintes provoque la déformation du tunnel, souvent aggravée par un pivotement général dû au tassement des fondations du côté le plus bas, figure 51.

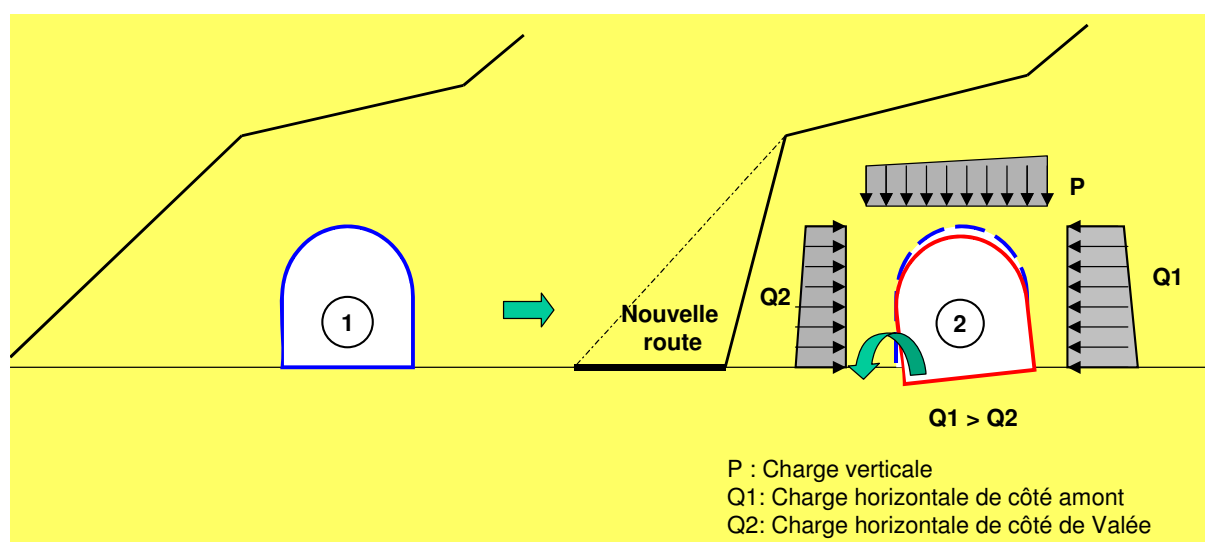


Figure 51. Déformation due aux forces horizontales asymétriques

##### Déformation due au manque de pression passive horizontale

Ce type de déformation se produit dans les tunnels et les ouvrages souterrains creusés dans des sols et des terrains meubles. Les terrains encaissants subissent des altérations importantes souvent dues à une charge supplémentaire au-dessus du tunnel, par exemple à l'implantation de nouveaux ouvrages, un remblai etc, figure 52.

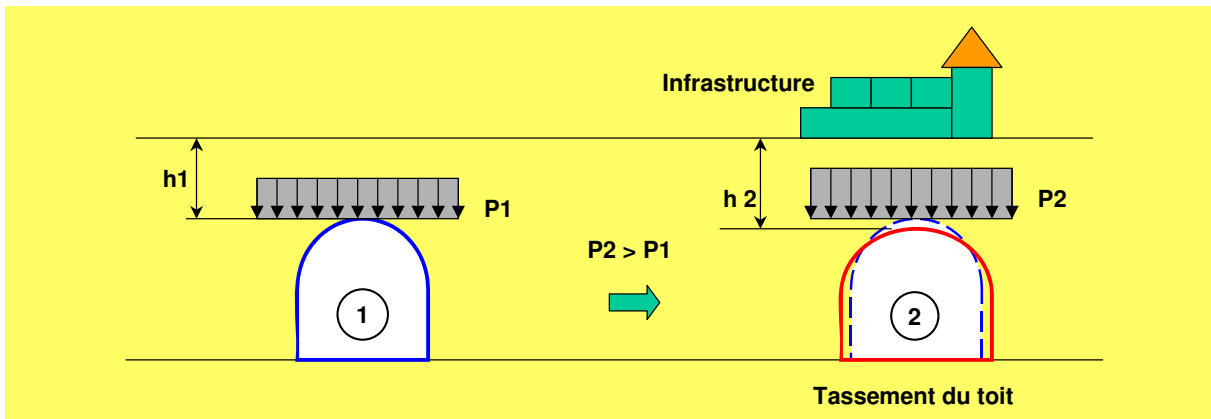


Figure 52. Déformation due au manque de pression passive horizontale

Déformation due aux pressions horizontales (latérales) et verticales excessives

Ce cas est un exemple typique d'un terrain encaissant gonflant, les conséquences sont l'élévation de voûte et le soulèvement de radier, figure 53, 54.

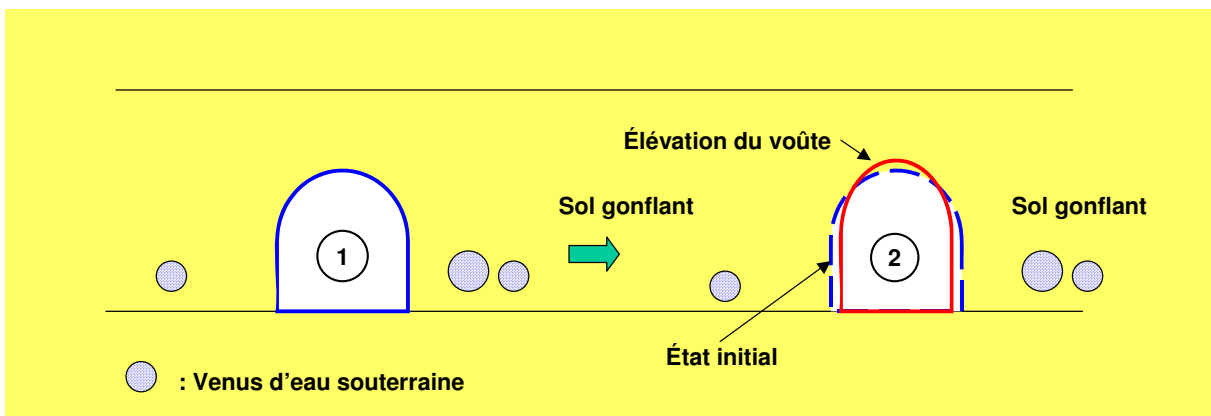


Figure 53. Déformation due aux pressions latérales excessives

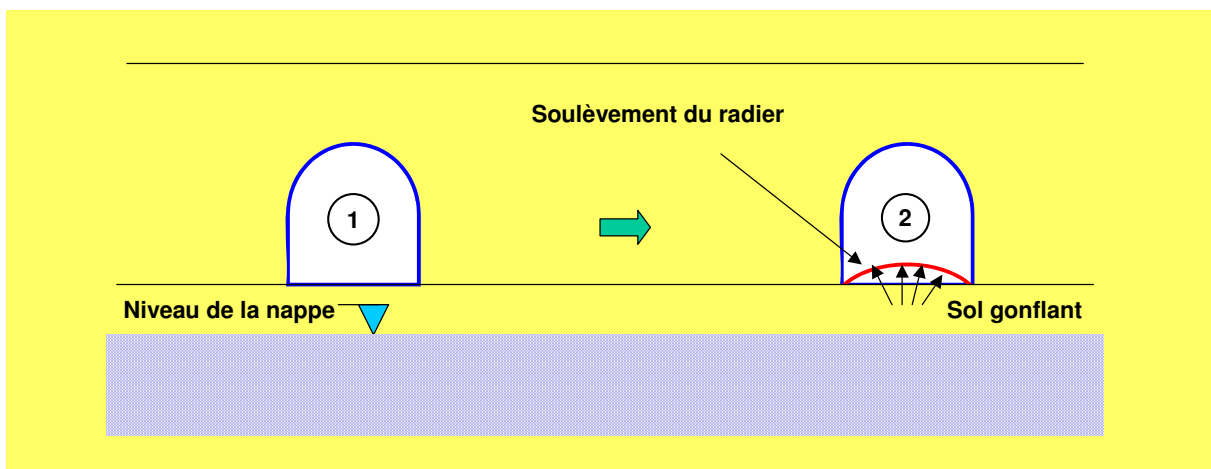


Figure 54. Déformation due aux pressions verticales excessives

## 4.10 Désordres de soutènement en maçonnerie

Les anciens tunnels maçonnés présentent différents types de désordres potentiels.

### 4.10.1 Fissures structurelles longitudinales

C'est un type de fissure qui se manifeste presque exclusivement dans les joints qui s'ouvrent sous l'effet de la déformation. Les fissures se localisent en calotte, en clé de voûte et rarement en reins. Elles suivent généralement les joints parallèlement à l'axe du tunnel (figure 55). Ce type de fissures est signe d'un aplatissement du profil, (CETu, 2004).



Figure 55. Fissure longitudinale, le mortier est toujours présent sur une lèvre de la fissure (CETu, 2004)

### 4.10.2 Fissures structurelles obliques

Sous forme isolée ou de plusieurs fissures en relais, ces types de fissuration suivent les joints de mortier ce qui leur confère un tracé en marches d'escalier traduisant souvent un mouvement de torsion de la voûte (figure 56).



Figure 56. Fissure transversale couplée à une fissure oblique (CETu, 2004)

### 4.10.3 Fissures structurelles transversales

Dans un plan moyen et perpendiculaire à l'axe du tunnel, une fissure transversale peut être unique et continue ou apparaître comme une série des fissures se relayant (figure 56).

#### **4.10.4 Phénomène de méplat et de ventre**

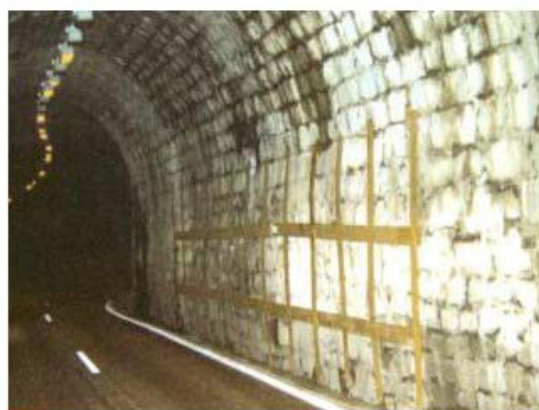
Le méplat est un type de désordre souvent rencontré dans les tunnels maçonnés, assimilé à un pincement. Le terme de méplat a été introduit pour caractériser une déformation n'affectant qu'un seul côté du profil et sur une grande hauteur (figure 57).



**Figure 57. Méplat dans un tunnel routier (CETu, 2004)**

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

Le phénomène de ventre est souvent utilisé pour désigner les déformations de piédroits en maçonnerie vers l'intérieur du profil (figure 58).



**Figure 58. Ventre de piédroit, conforté par ancrages et larges plats (CETu, 2004)**

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

#### **4.10.5 Rupture partielle**

La rupture partielle d'une partie de soutènement en maçonnerie sous son poids propre résulte souvent d'une altération complète de mortier, non détectée à cause d'un manque de surveillance et d'entretien ou à cause d'une pression excessive exercée par le terrain encaissant sur la maçonnerie (figure 59).



**Figure 59. Rupture partielle : La moitié de la voûte est tombée par écrasement du piédroit (CETu, 2004)**

#### **4.11 Conclusion**

La maçonnerie représente un ancien type de soutènement courant dans les terrains meubles ou un revêtement de tunnels dans des terrains résistants. Son principe repose sur l'exploitation de la résistance élevée à la compression de la pierre en formant une section voûtée.

Le terrain encaissant, les éléments constitutifs du soutènement par maçonnerie (les moellons) et les liants (les joints entre les moellons) subissent plusieurs types de processus de vieillissement : mécaniques, chimiques et biologiques. Ce qui provoque dans le temps la propagation de plusieurs types de désordres dans les ouvrages maçonnés.

Bien que ces désordres n'aient pas des impacts très importants sur la stabilité des ouvrages à court terme, ils nécessitent des efforts et des travaux de réparation importants pour assurer la sécurité des usagers et pour garder l'ouvrage en bon état de service.

**Chapitre V :**  
**Analyse de comportement mécanique et modélisations numériques**  
**des tunnels maçonnés**

## 5.1 Introduction

Les anciens tunnels présentent des caractères spécifiques dus à l'évolution de leur comportement mécanique dans le temps. L'environnement de l'ouvrage, les terrains encaissants, les matériaux de construction utilisés subissent plusieurs changements au cours du temps. En conséquence, plusieurs types de désordres se manifestent dans ces ouvrages souterrains. Cela nécessite une stratégie de surveillance et d'entretien pour assurer la stabilité des tunnels et la sécurité des usagers.

La plupart des ouvrages anciens sont soutenus ou revêtus par maçonnerie. Ce type de soutènement repose sur l'exploitation de la résistance élevée de la pierre à la compression. Cela explique la fameuse forme voûtée de la section des vieux ouvrages qui développe principalement des contraintes de compression.

Ce chapitre porte sur l'analyse du comportement mécanique des tunnels maçonnés à l'aide de la modélisation numérique. Deux modèles numériques représentatifs des tunnels maçonnés sont proposés et permettent l'analyse du comportement mécanique de soutènements en maçonnerie. Nous espérons à travers cette modélisation :

- ❖ Comprendre l'évolution du comportement de la maçonnerie dans le temps, en particulier pour un ouvrage souterrain présentant une interaction avec plusieurs milieux, le sol, l'eau souterraine, l'air et la pollution (figure 60) ;
- ❖ Étudier l'influence de l'évolution de certains paramètres (diminution des propriétés mécaniques des moellons et des joints) sur le comportement des tunnels soutenus par maçonnerie.

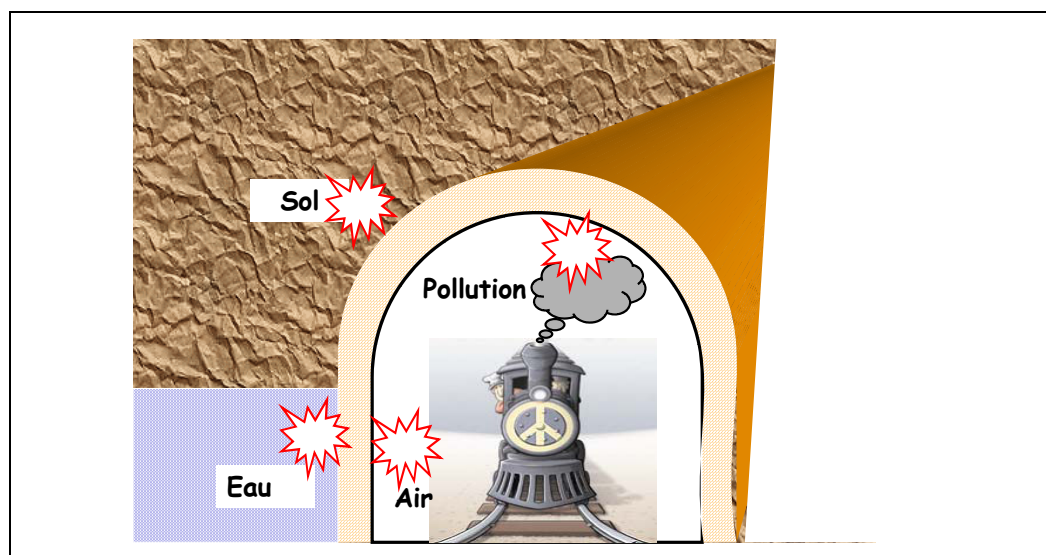


Figure 60. Agents influençant le soutènement en maçonnerie

## 5.2 Caractères spécifiques des tunnels maçonnés

Les ouvrages souterrains anciens, particulièrement les tunnels, présentent des caractères spécifiques au regard de leur structure géométrique. Ils partagent en général une section d'une forme voûtée (fer à cheval) adaptée aux matériaux de construction utilisés (pierres et

mortier). Cette section voûtée simple constitue un élément structural efficace qui exploite la résistance élevée des pierres à la compression (figure 61).

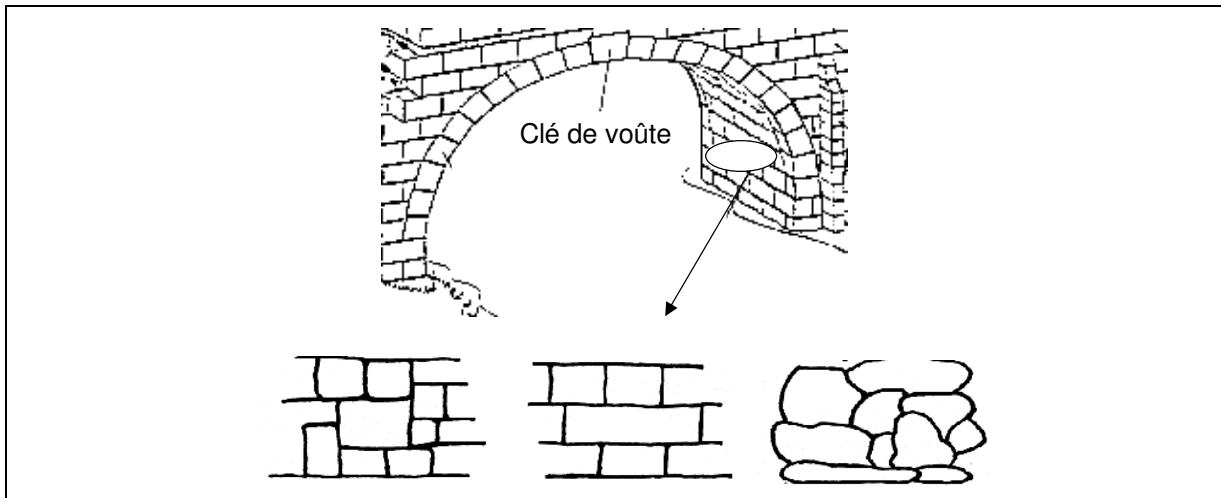


Figure 61. Élément structural en maçonnerie, les différentes formes courantes des pierres, (Lourenço, 2001)

Les pierres présentent généralement une résistance élevée à la compression ainsi qu'au cisaillement. Par contre leur résistance à la traction est faible. Un échantillon rocheux soumis à une contrainte de traction montre un comportement élastique suivi directement d'une rupture fragile où l'échantillon perd toute sa résistance à la traction, (figure 62-a). A l'inverse, en compression, on distingue deux phases du comportement de pierre, une phase élastique suivie par d'une phase de durcissement plastique associées à une augmentation de la résistance à la compression puis une phase où les déformations augmentent doucement jusqu'à la rupture, figure 62-b).

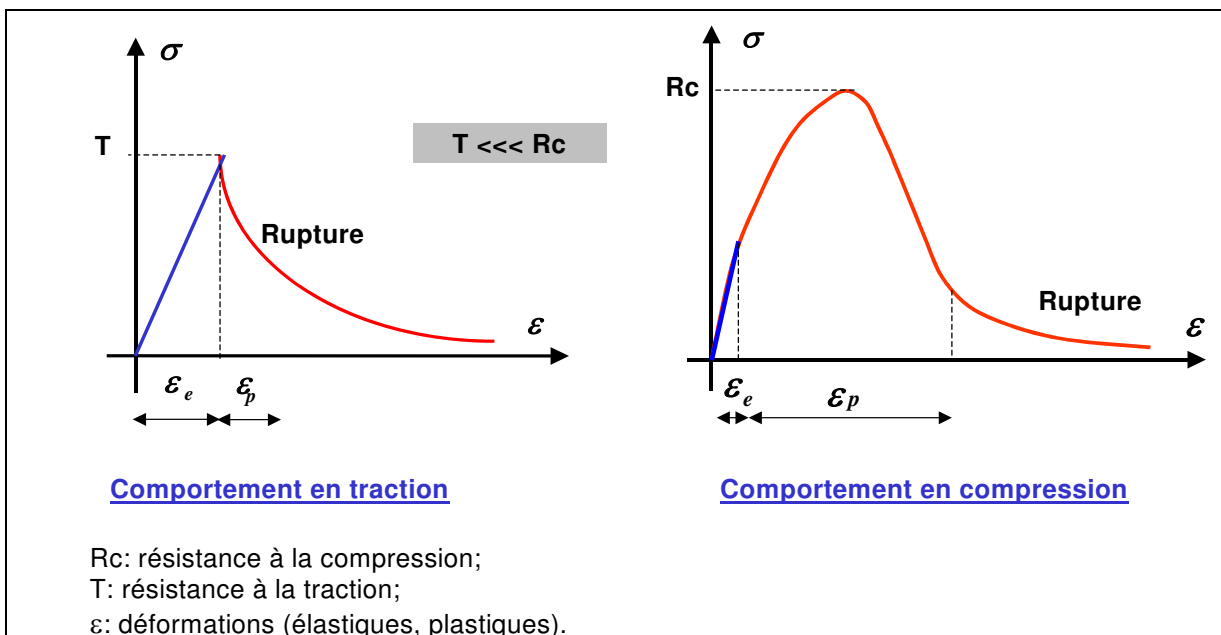


Figure 62. Comportement mécanique des pierres



Ainsi les voûtes en maçonnerie sont conçues pour être constamment comprimées (contraintes de compression). On peut rapprocher le fonctionnement d'une voûte en maçonnerie à celui d'un arc structural, métallique et symétrique encastré et soumis à des charges verticales (figure 63) (*voir aussi : annexe III*).

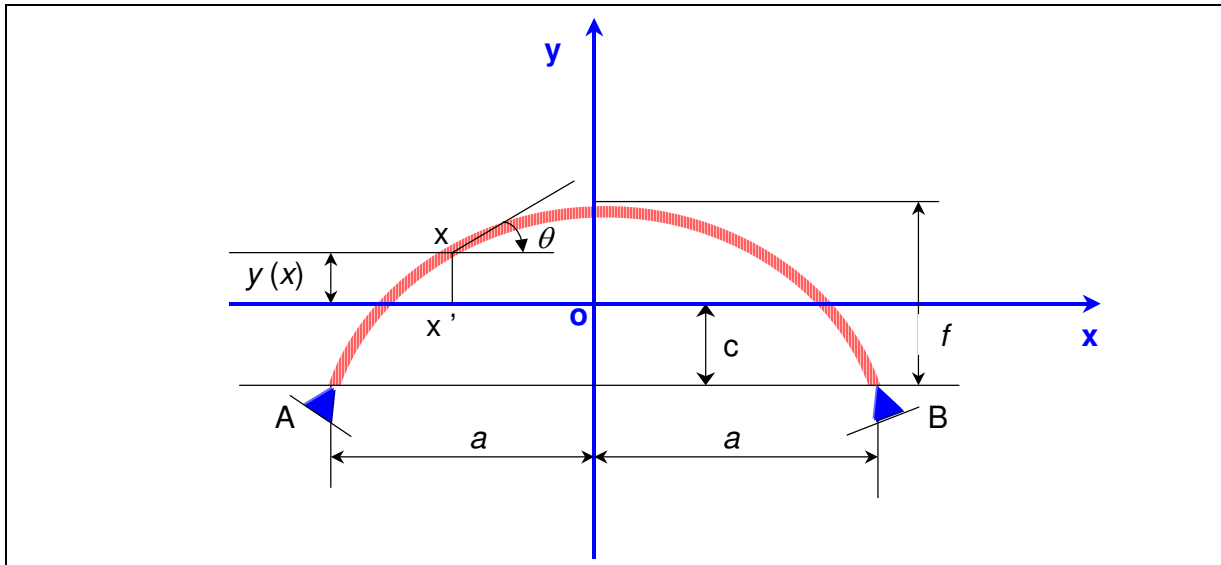


Figure 63 Arc métallique encastré symétrique soumis à des charges verticales, (Courbon et Theillout, 2005)

En comparaison avec une poutre simple, les charges verticales sur un arc symétrique peuvent engendrer trois types de contraintes sur l'arc : moment fléchissant, effort tranchant, effort normal. Par contre dans le cas d'une poutre simple, les mêmes charges n'entraînent, dans la poutre, que des moments fléchissants et des efforts tranchants. La figure 64 montre la différence entre le comportement d'une poutre simple et celui d'un arc symétrique sous l'effet de la même charge.

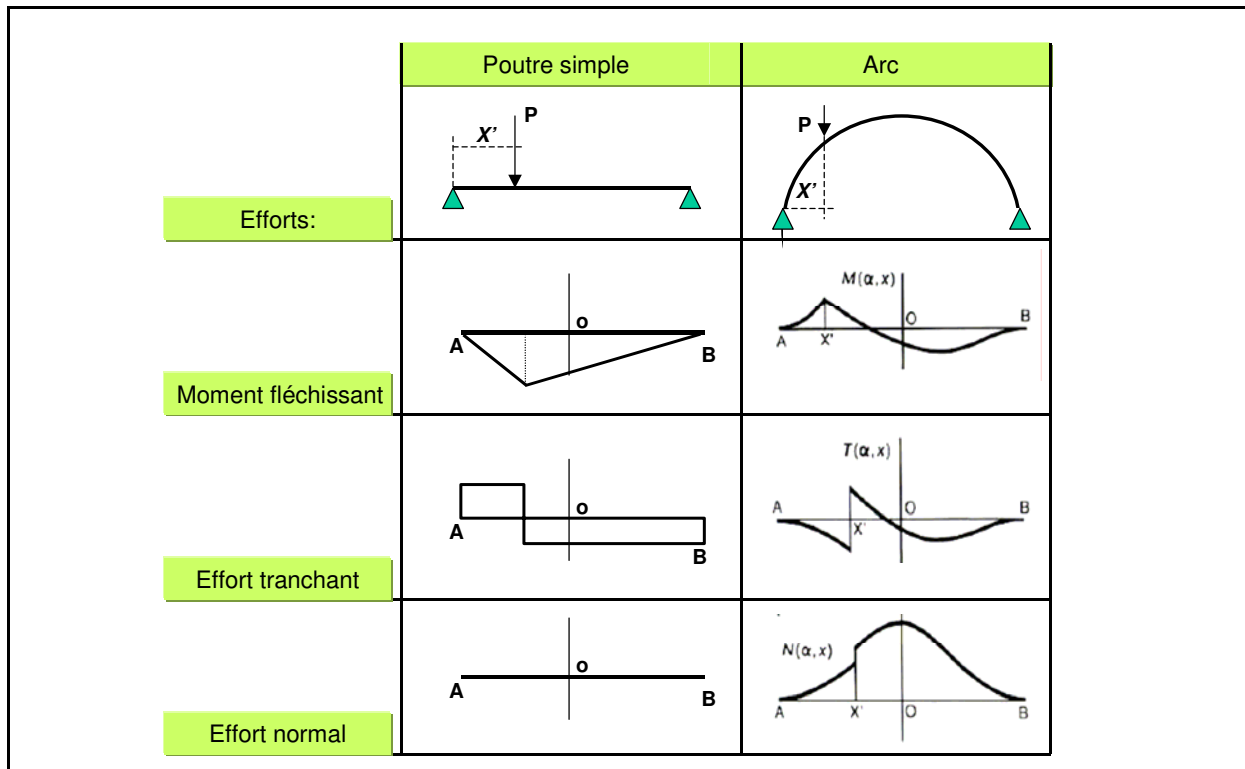


Figure 64. Comportement d'une poutre et d'un arc soumis à une charge verticale

Rappelons que la pierre a une bonne résistance à la compression et au cisaillement. Ainsi, l'élaboration d'un élément structural voûté (en pierre) permet d'exploiter leur bonne résistance à la compression et au cisaillement afin d'absorber les efforts tranchants et normaux dus à l'application d'une charge verticale.

### 5.3 Modélisation des constructions en maçonnerie

La maçonnerie est un matériau hétérogène composé d'unités d'origine naturelle ou artificielle. Les pierres, les briques et les blocs irréguliers ont été employés comme unités. Les unités peuvent être jointes ensemble en utilisant un mortier (généralement argile, chaux ou mortier à base de ciment) ou par superposition simple (interfaces) on parle alors de maçonnerie à sec.

Le comportement mécanique des différents types de maçonnerie est généralement caractérisé par une résistance à la traction très basse et une bonne résistance à la compression. Cette propriété est si importante qu'elle a déterminé la forme structurale des constructions en maçonnerie. De ce fait, dans les ouvrages maçonnés on relève la présence des arcs structuraux (tunnels, ponts, constructions historiques).

La difficulté de la modélisation numérique de la maçonnerie est liée à plusieurs facteurs dont : son anisotropie ; les formes et les dimensions des blocs ; l'épaisseur de mortier ; les propriétés intrinsèques des blocs et du mortier ; la disposition des joints d'assise et des joints verticaux etc.

Plusieurs modèles ont été proposés pour étudier l'instabilité et le comportement des ponts anciens (Ford et al., 2003; Sumon et Ricketts, 1995 ; Hughes et Davies, 1998; Bicanic et al., 1995; Brookes et Mullett, 2004). Différents modèles numériques ont été présentés afin

d'étudier le comportement des structures historiques en maçonnerie (Verdel et El-Shabrawi, 2008; Valluzzi, Binda et Modena, 2004; Lourenço, 2001; Giuriani, Gubana et Arengi, 2001; Bicanic, Stirling et Pearce, 2002). En revanche nous n'avons trouvé de publications de référence qui traitent ou concernent principalement l'analyse numérique de comportement de tunnels maçonnés.

En général, on peut adopter 3 approches pour la modélisation numérique de la maçonnerie, (Bicanic et al., 2002) :

- ❖ Une approche détaillée ;
- ❖ Une approche simplifiée ;
- ❖ En milieu équivalent.

La figure 65 montre ces principaux modèles des structures en maçonnerie.

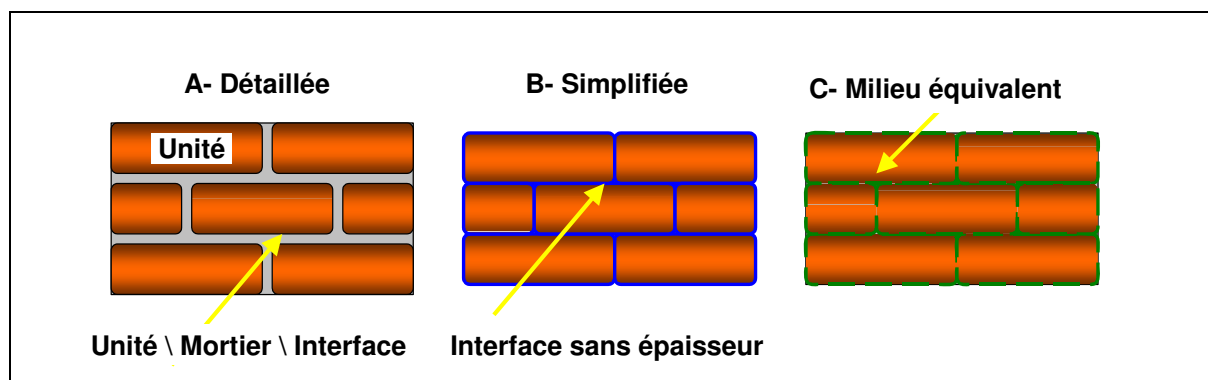


Figure 65. Principaux modèles des structures en maçonnerie

### 5.3.1 Micro-modélisation détaillée

Le milieu est modélisé en distinguant trois parties distinctes (les pierres, le mortier et les interfaces). Dans cette approche de modélisation, chaque composante (pierre, mortier) est modélisé par un milieu continu régi par une loi de comportement appropriée (prenant en compte les paramètres de frottement, raideur, ouverture etc.), (Bicanic et al., 2002).

### 5.3.2 Micro-modélisation simplifiée

Le milieu est modélisé en distinguant deux parties (les pierres et les interfaces) et le comportement du mortier est pris en compte dans la loi d'interface, (Bicanic et al., 2002).

Dans notre étude, nous adopterons cette approche de la modélisation en utilisant le code de calcul UDEC (*Universal Distinct Element Code*) basé sur la méthode des éléments distincts. La structure de la maçonnerie est un milieu discontinu, il se compose de blocs liés par du mortier (interfaces). La méthode des éléments distincts apparaît donc comme est une méthode convenable pour modéliser correctement une telle structure discontinue, (Itasca 1, 2000).

La méthode des éléments distincts fut proposée par Peter Cundall en 1971. Cette méthode reprend, dans ses principes, celle des différences finies pour ce qui est de la résolution explicite des équations en jeu. La méthode des différences finies : est une technique

numérique plus ancienne adaptée à la résolution des systèmes d'équations différentielles avec conditions aux limites.

La méthode des éléments distincts ajoute à cette dernière la possibilité de tenir compte des discontinuités d'un milieu étudié. A la différence des autres méthodes qui permettent de modéliser des discontinuités, celle-ci offre l'avantage de pouvoir les définir par leurs espacements et leurs orientations (cas des massifs rocheux fracturés en blocs) et d'en modéliser un grand nombre. Les blocs ainsi découpés peuvent, en outre, interagir (ou se séparer), rencontrer d'autres blocs, (Verdel, 1993). La figure 66 illustre le principe de l'interaction entre blocs via les propriétés mécaniques attribuées à la discontinuité qui les sépare.

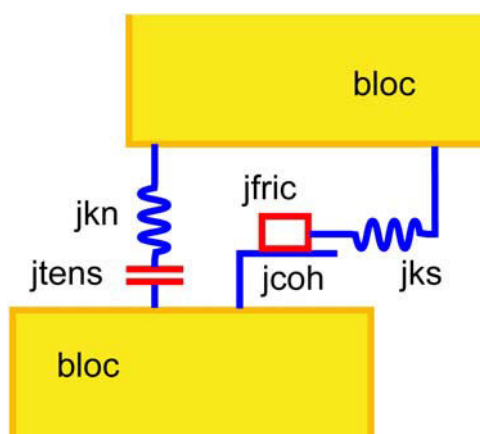


Figure 66. Principe de l'interaction entre blocs dans le code de calcul UDEC ( $j_{kn}$  : raideur normale,  $j_{ks}$  : raideur tangentielle,  $j_{tens}$  : résistance à la traction,  $j_{coh}$  : cohésion et  $j_{fric}$  : angle de frottement de joint), (Verdel et Abdallah, 2005)

Des lois reliant les forces aux déplacements permettent de déterminer les forces agissant entre les blocs, et la seconde loi du mouvement de Newton permet d'en déduire le mouvement de chaque bloc en fonction de la résultante des forces qui agissent sur lui.

D'autre part, les blocs eux-mêmes peuvent être considérés comme rigides, privilégiant ainsi le rôle des discontinuités, ou déformables, auquel cas ils peuvent être discrétisés en éléments et être traités selon la méthode des différences finies, (Verdel, 1993).

### 5.3.3 Macro-modélisation: (modélisation par un milieu homogénéisé)

Cette approche traite de manière globale l'ensemble des composants dans un appareillage en maçonnerie comme un milieu homogénéisé équivalent. La prise en compte des joints (interfaces) de la maçonnerie se fait par certaines modifications des caractéristiques mécaniques du milieu homogénéisé équivalent. Dans cette approche le problème réside principalement dans le choix des propriétés mécaniques représentatives du milieu équivalent.

## 5.4 Modélisation des tunnels maçonnés

### 5.4.1 Soutènement et revêtement par maçonnerie

Les tunnels ou les ouvrages souterrains présentent une particularité importante par rapport aux autres ouvrages en surface. Le revêtement en maçonnerie est un mode de soutènement caractéristique des ouvrages anciens. Le soutènement se compose en général de blocs de pierres (calcaire, schistes, gneiss et grès) liés par un mortier à base de chaux ou de ciment. Le soutènement est en contact avec le sol qui transmet les sollicitations et les déformations. Le contraste est souvent très important entre les caractéristiques de la maçonnerie et le sol. Un rapport qui peut aller jusqu'au 1000, voire plus.

Une section typique de tunnel maçonné a été proposée par Kerisel (1975). Cette structure spécifique consiste en un tissu de pierres calcaires liées par un mortier de chaux. La figure 67 en donne une représentation schématique.

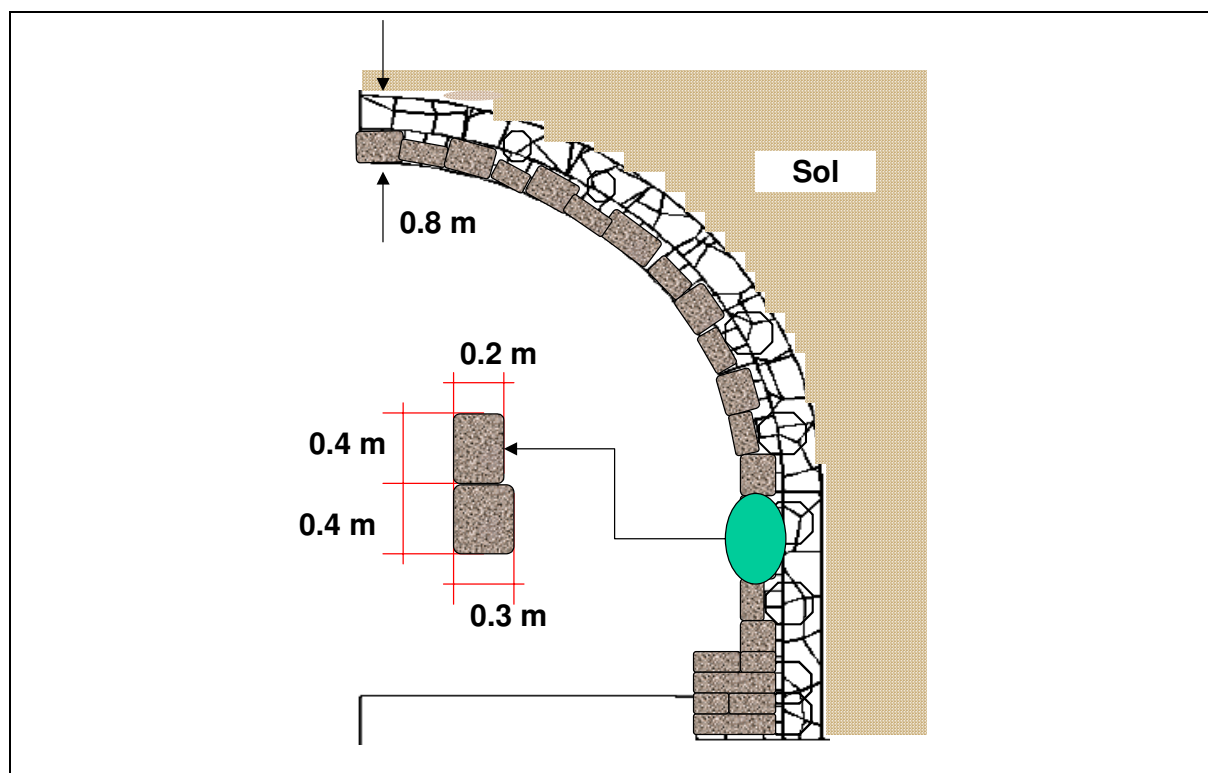


Figure 67. Structure typique des tunnels maçonnés (Kerisel, 1975)

La maçonnerie se compose de deux couches de pierres, une couche extérieure formée de pierres régulières et une deuxième couche intérieure composée de pierres irrégulières.

A l'aide de la structure typique du soutènement en maçonnerie ; des tunnels maçonnés disponibles dans notre base de données et d'autres travaux antérieurs sur la modélisation de tunnels maçonnés (Verdel et Bigarré, 1999) et utilisant le code du calcul Udec, nous avons proposé deux micro-modèles numériques représentatifs des ouvrages souterrains maçonnés.

Nous consacrons le paragraphe suivant à la présentation des deux modèles numériques élaborés.

### 5.4.2 Elaboration de modèles numériques représentatifs des tunnels maçonnés

#### Elaboration de modèles géométriques

A l'aide des éléments bibliographiques sur les ouvrages souterrains maçonnés et les éléments géométriques des tunnels maçonnés trouvés dans la base de données, nous proposons deux micro-modèles numériques représentatifs des tunnels maçonnés. (Idris et al., 2004).

Dans les deux micro-modèles élaborés à l'aide du code de calcul Udec, le tunnel se situe à une faible profondeur égale à 20 m, la section est voûtée, le rayon de la voûte est de 4 m, la hauteur du piédroit est de 3 m et l'épaisseur totale du soutènement en maçonnerie est de 80 cm.

Le premier modèle correspond à un soutènement en maçonnerie de blocs rectangulaires et carrés réguliers (40 x 20cm, 20 x 20cm). La figure 68 fournit tous les détails géométriques du premier modèle.

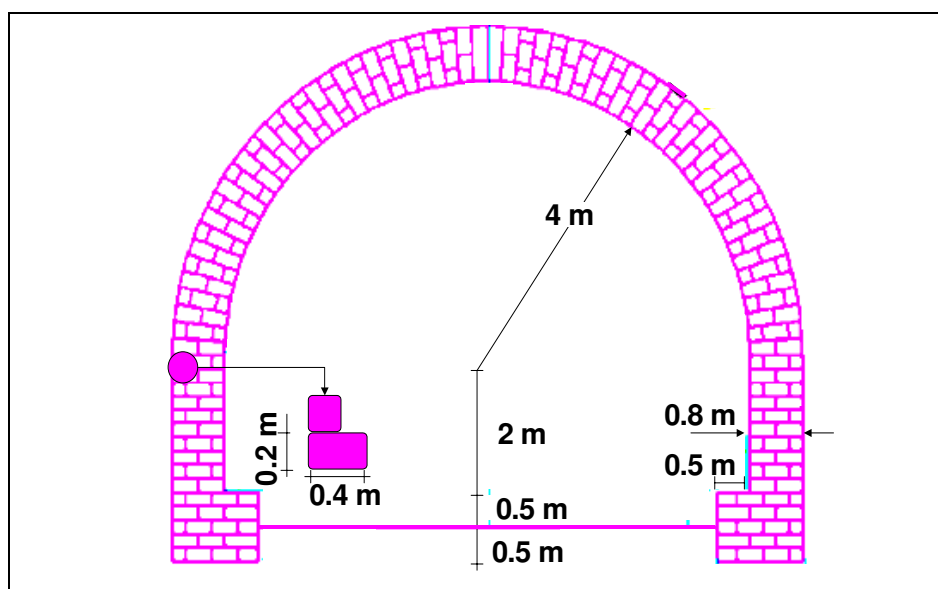


Figure 68. Géométrie du premier modèle

Dans le deuxième modèle, la maçonnerie se compose de deux couches des pierres constituées de blocs réguliers et irréguliers. L'épaisseur de la couche intérieure est de 40 cm avec des blocs pratiquement carrés et rectangulaires. Pour la deuxième couche dont l'épaisseur est de 40 cm aussi, les blocs sont de forme et de taille plus variable. La figure 69 fournit les détails géométriques du deuxième modèle.

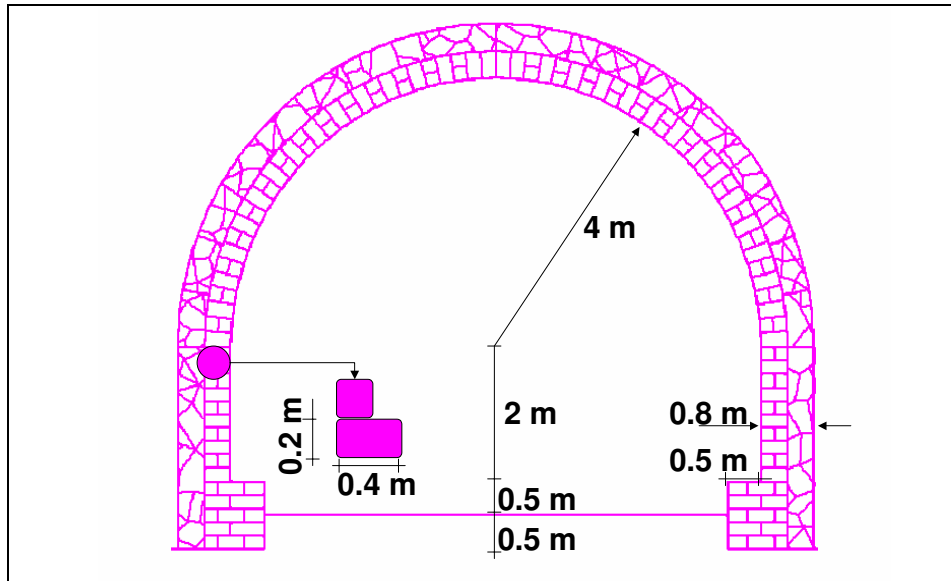


Figure 69. Géométrie du deuxième modèle

Tenant compte de la symétrie des sections de modèles, seulement la moitié de chacun a été modélisée. La figure 70 montre également la position du tunnel par rapport à la surface ainsi que les conditions aux limites. Le tunnel est creusé dans un milieu homogène isotrope. Le modèle a une hauteur de 64,8 m et une largeur de 50 m permettant de s'affranchir des effets de bord.

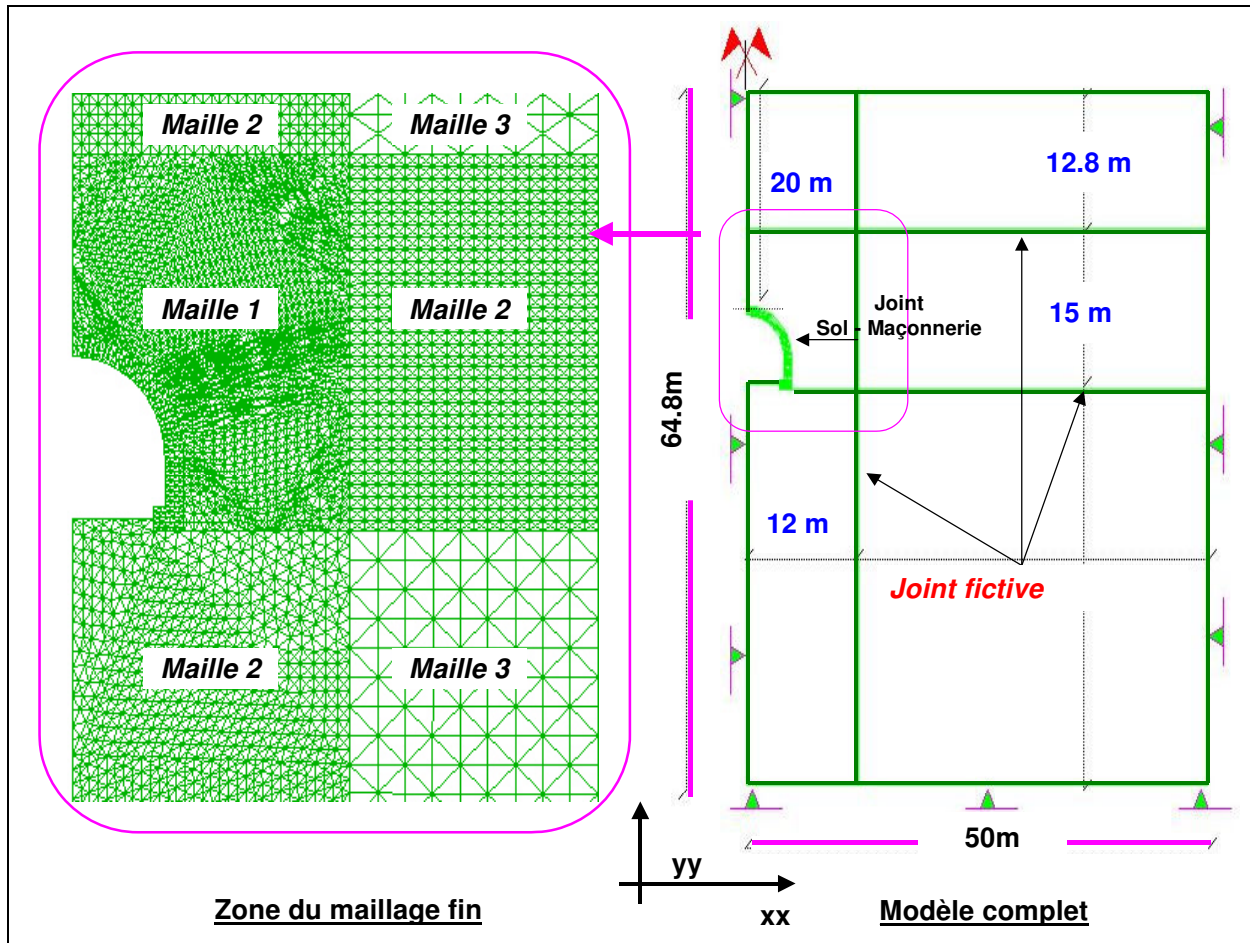


Figure 70. Position, conditions aux limites et maillage autour du tunnel excavé

Les conditions aux limites correspondent à des déplacements verticaux nuls sur la base du modèle et à des déplacements horizontaux nuls sur les limites verticales du modèle.

Des joints fictifs ont été introduit de manière à créer un maillage dégressif figure 70. En ce que concerne le maillage de la maçonnerie, chaque moellon est effectivement divisé en deux ou quatre zones élémentaires « éléments triangulaires ». La figure 71 montre une partie du maillage de la maçonnerie.



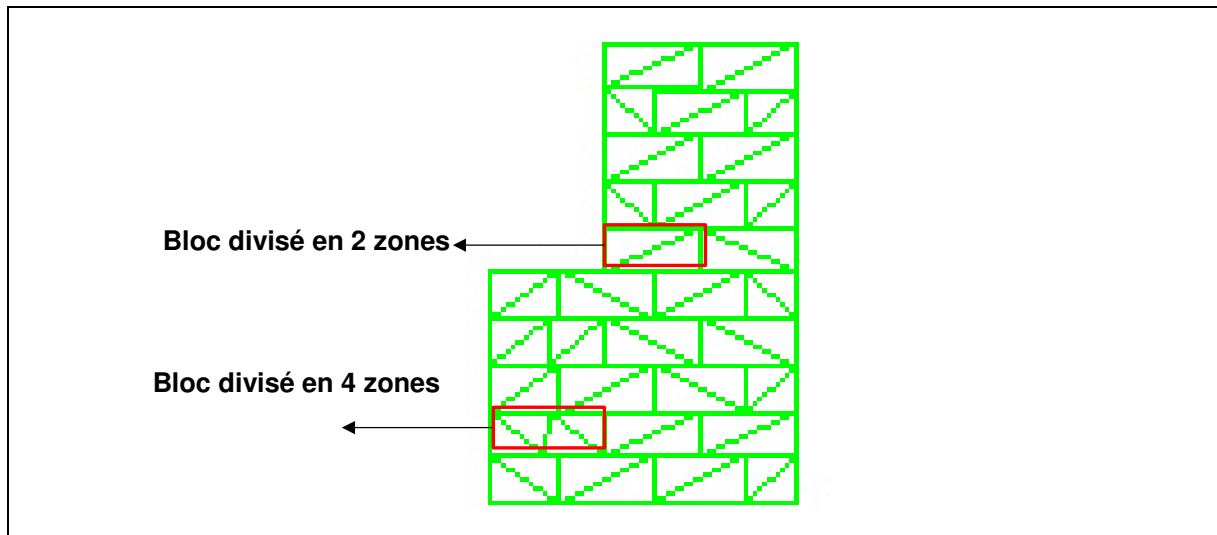


Figure 71. Maillage de la maçonnerie (piédroit)

En ce qui concerne les joints (les interfaces), on distingue trois types de joints :

- ❖ Joint bloc-bloc : correspondant à la structure de la maçonnerie ;
- ❖ Joint sol-maçonnerie : correspondant au contact entre le terrain encaissant et le soutènement ;
- ❖ Joint fictif : sélectionné dans l'objectif de gérer un maillage convenable.

#### **5.4.3 Propriétés géomécaniques du terrain, de la maçonnerie et des interfaces**

Le tunnel est excavé dans un terrain homogène du type « argile sableuse », (Verdel et Bigarré, 1999). La texture de la maçonnerie consiste en pierres de calcaire qui sont liées entre elles par un mortier à base de chaux. Le tableau 21 donne les propriétés mécaniques principales (respectivement) du terrain encaissant, des éléments constitutifs de la maçonnerie (moellons), des liants (interfaces) entre les moellons, des joints fictifs et des joints sol-maçonnerie. Ces paramètres géomécanique ont été sélectionnés d'après (Verdel et Bigarré, 1999), (Hoek, 2000) et (Janssen, 1997).

Terrain encaissant			Blocs de maçonnerie			Joint de maçonnerie		
Paramètre	Valeur	Unité	Paramètre	Valeur	Unité	Paramètre	Valeur	Unité
M	1900	kg/m <sup>3</sup>	M	2000	kg/m <sup>3</sup>	Jkn	150	GPa/m
E	200	MPa	E	6000	MPa	Jks	69,7	GPa/m
$\nu$	0,3		$\nu$	0,2		JC	2,5	MPa
C	50	kPa	C	3	MPa	J $\phi$	30	°
$\phi$	20	°	$\phi$	30	°	JT	1	MPa
T	10	KPa	T	1	MPa			
Joints fictifs			Joint : Sol-Maçonnerie					
Paramètre	Valeur	Unité	Paramètre	Valeur	Unité			
Jkn	150	GPa/m	Jkn	150	GPa/m			
Jks	69,7	GPa/m	Jks	69,7	GPa/m			
JC	50	kPa	JC	0	MPa			
J $\phi$	20	°	J $\phi$	25	°			
JT	10	MPa	JT	0	MPa			
Notions								
M: Masse volumique; E: Module de Young; $\nu$ : Coefficient Poisson; C: Cohésion; $\phi$ : Angle du frottement ; T: Résistance à la traction, Jkn, Jks: Rigidité Normale, Tangentielle ;JC : Cohésion du joint ; J $\phi$ : Angle du frottement du joint ; JT: Résistance à la traction du joint.								

**Tableau 21. Propriétés géomécaniques du terrain, de la maçonnerie et des joints (interfaces)**

#### 5.4.4 Mise en charge du tunnel

L'ouvrage modélisé est sollicité par le poids propre du terrain encaissant. Les calculs sont menés en déformations planes, le terrain et la maçonnerie obéissent à un comportement élasto-plastique parfait avec le critère de plasticité de Mohr-Coulomb, (voir annexe II).

Le calcul se déroule en deux étapes principales :

- ❖ Calcul de l'état initial des contraintes avant le creusement du tunnel;
- ❖ Excavation du tunnel et installation simultanée du soutènement en maçonnerie.

Le calcul réalisé à l'aide de la méthode des éléments distincts utilisant une approche quasi-dynamique, nous avons vérifié à chaque étape du calcul que les vitesses de déplacements sont très faibles ( $10^{-7}$  m/sec). A près cette vérification, nous avons analysé les résultats.

La figure 72 présente les contraintes verticales et la figure 73 présente les contraintes principales induites par l'excavation du tunnel et après la mise en place du soutènement en maçonnerie.

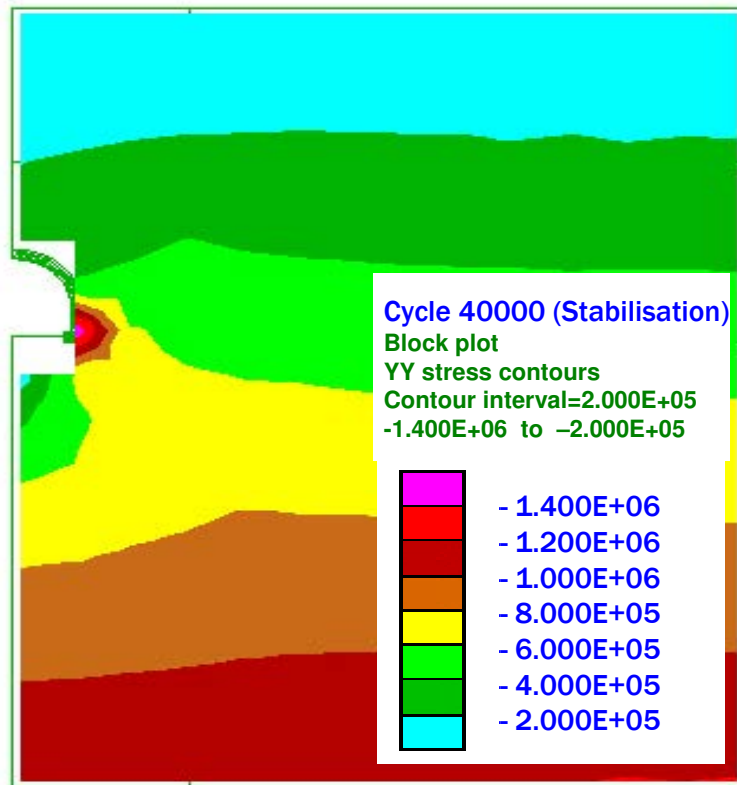
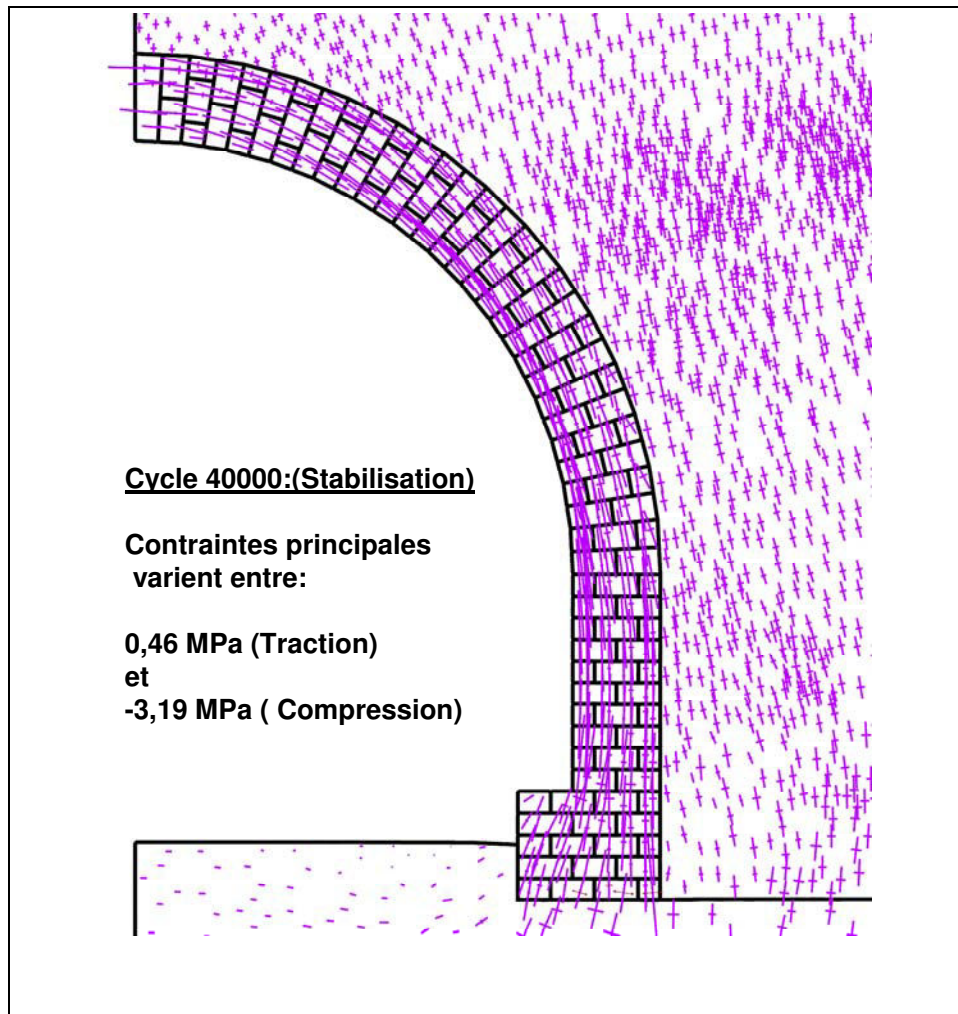


Figure 72. Valeurs de la contrainte verticale après le creusement du tunnel

Après 40000 cycles de calcul, le modèle se stabilise et la distribution du champ de contraintes verticales distingue plusieurs zones de stratification des contraintes verticales de compression qui augmentent en fonction de profondeur entre 0 et 1,4 MPa.



**Figure 73. Contraintes principales dans la section du tunnel**

On note que les contraintes maximales de compression et de traction se localisent bien dans les éléments de la maçonnerie. Le sol encaissant est largement moins sollicité. Cette distribution des contraintes est due à la rigidité de la maçonnerie en comparaison avec celle du sol. Le soutènement en maçonnerie (la voûte, le rein et le piédroit) est principalement sollicité en compression, les contraintes importantes de traction sont localisées en bas du piédroit qui joue le rôle d'un appui encastré dans le sol, figure 74.

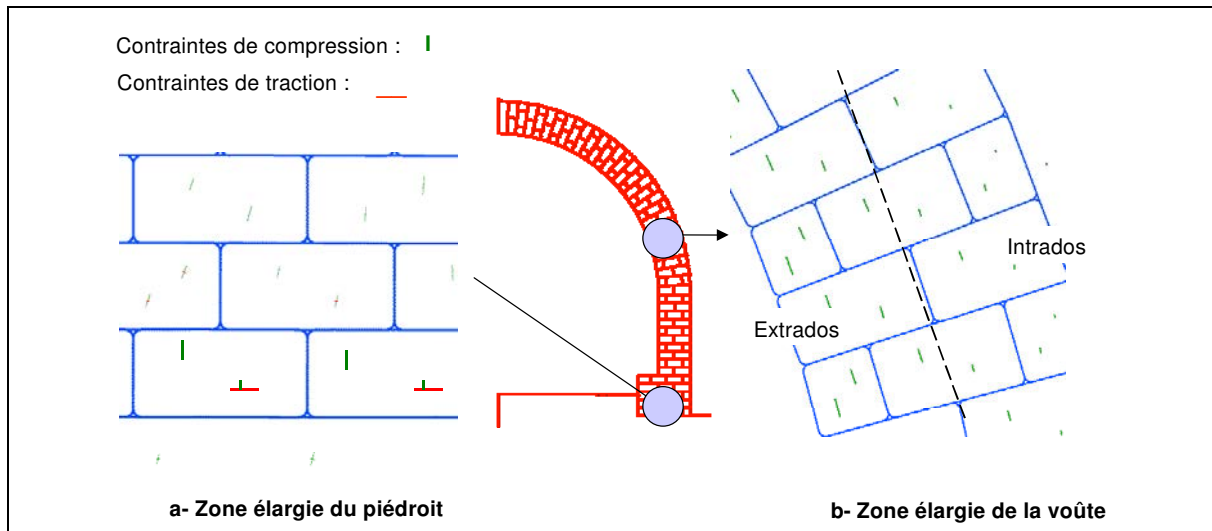


Figure 74. a-contraintes en bas de piédroit, b-contraintes en voûte

On constate également une différence entre le comportement de l'intrados et de l'extrados des éléments de la maçonnerie. Les blocs de l'intrados sont moins sollicités en compression que les blocs de extrados (figure (74-b)).

La figure 75 présente les déplacements induits par l'excavation du tunnel soutenu par la maçonnerie. Les déplacements sont très petits (inférieurs au mm). L'analyse de la distribution des déplacements permet de noter le rôle de la maçonnerie qui diminue significativement les déplacements de la voûte par rapport à la partie verticale du piédroit (mur vertical).

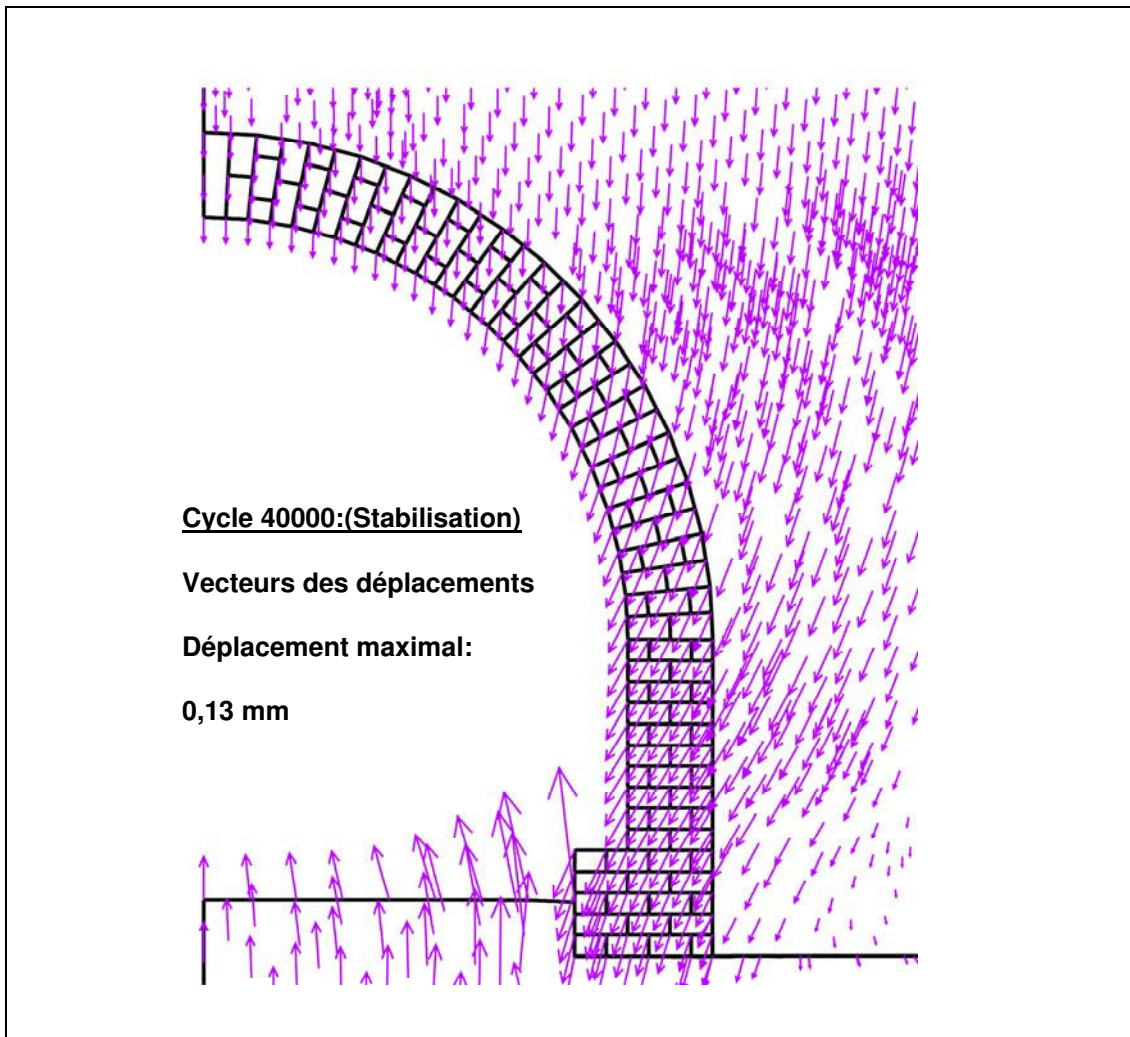


Figure 75. Déplacements induits par la réalisation du tunnel

#### **5.4.5 Rôle de la maçonnerie et comportement du terrain encaissant**

Dans l'objectif de confirmer le rôle de la maçonnerie en tant que soutènement on étudie le cas où le tunnel est creusé sans mettre en place un soutènement. La figure 76 montre la réalisation du tunnel non soutenu. On a donné à la maçonnerie les mêmes propriétés mécaniques que celles du sol encaissant. La réalisation du tunnel conduit à un effondrement total, le tunnel s'effondre sous l'influence du poids propre du terrain. La mise en place d'un soutènement est donc nécessaire dans ce cas et la maçonnerie joue ce rôle.



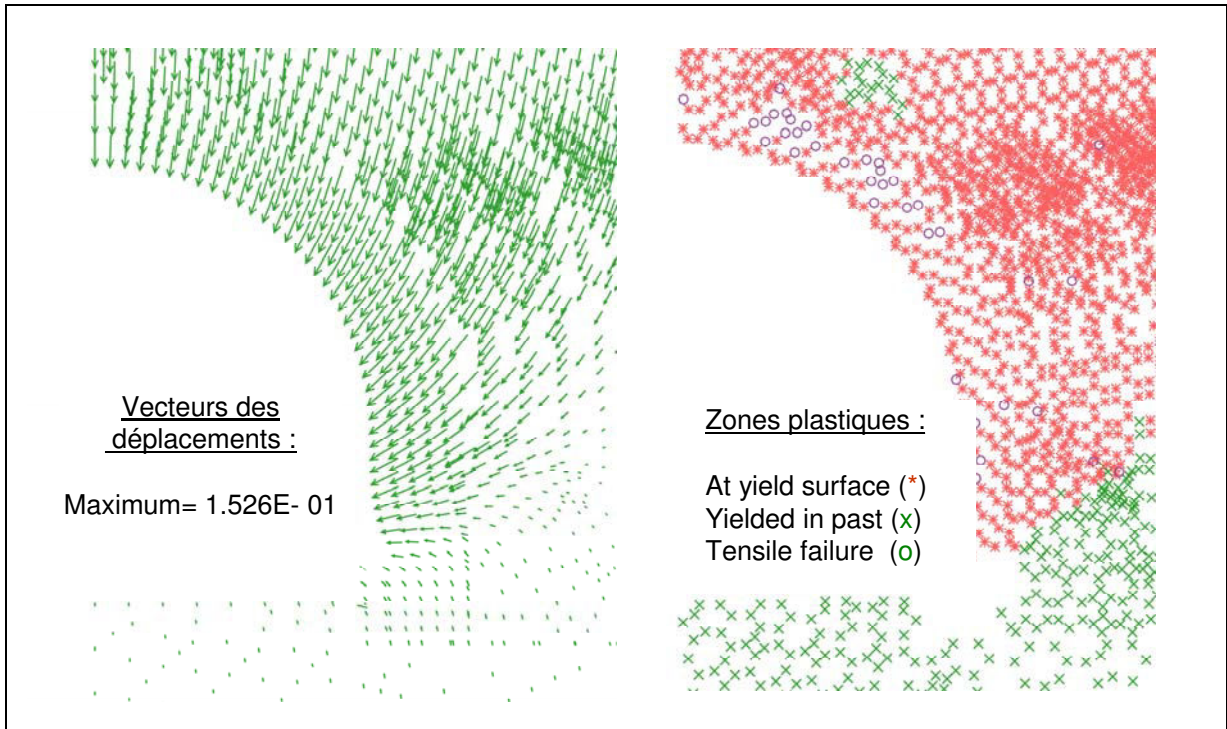


Figure 76. Effondrement du tunnel non soutenu (grands déplacements, plastification du terrain)

La mise en place du soutènement en maçonnerie assure la stabilité de l'ouvrage et change totalement le comportement du terrain encaissant, figure 77.

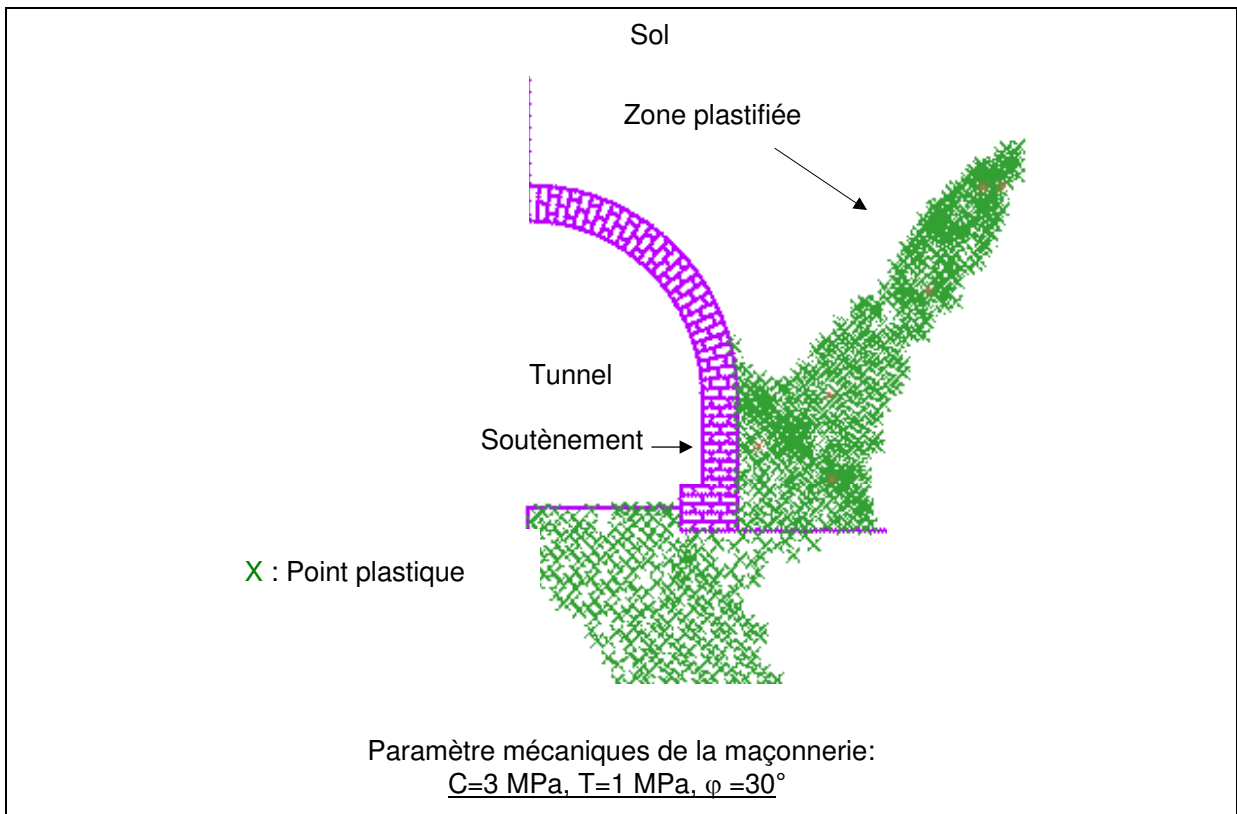


Figure 77. Comportement élastique de la maçonnerie, Comportement élastoplastique du sol

Au regard du comportement mécanique du sol, on distingue deux zones : une zone dont le comportement est élastique et une zone plastifiée. Une comparaison entre la figure 76 (tunnel non soutenu) et la figure 77 (tunnel soutenu) montre que la mise en place du soutènement en maçonnerie assure la stabilité du tunnel et influence le comportement du terrain encaissant.

### 5.5 Analyse du comportement mécanique de la maçonnerie

L'analyse du comportement de la maçonnerie est réalisée à partir des valeurs de contraintes principales calculées après le creusement et la mise en place de la maçonnerie. Nous avons présenté les contraintes principales dans le plan du Mohr. Cette présentation permet de tracer également le critère de la rupture, il correspond au critère de Mohr-Coulomb. Le tableau 21 présente les paramètres mécaniques de la maçonnerie correspondant au critère.

La figure 78 présente les cercles de Mohr correspondant à l'état de contrainte dans chaque zone du maillage (maçonnerie uniquement). La distribution des contraintes dans les blocs de la maçonnerie ne conduit donc à aucune rupture (aucun dépassement du critère de rupture).

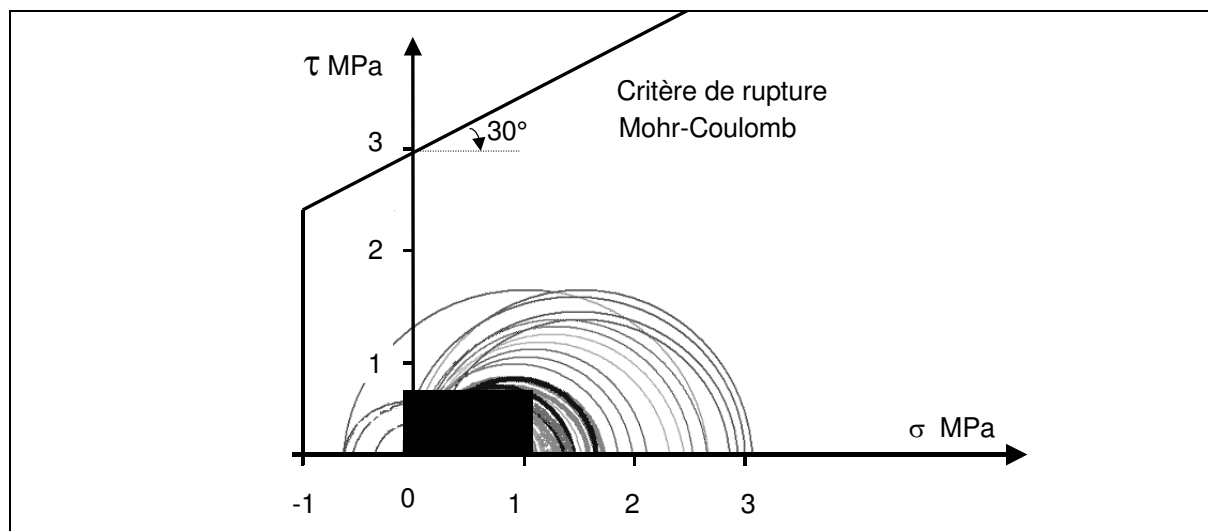


Figure 78. Cercles de Mohr des contraintes principales induites aux éléments de la maçonnerie

La résistance à la traction et la cohésion des blocs de la maçonnerie sont donc suffisamment grandes pour assurer la stabilité de l'ouvrage. La diminution de ces paramètres en fonction de différentes actions mécaniques, chimiques et biologiques peuvent modifier cet équilibre.

Grâce aux cercles de Mohr des contraintes induites dans les éléments de la maçonnerie, on peut déduire les valeurs de la cohésion, de la résistance à la traction et de l'angle de frottement qui entraîneront un dépassement du critère de rupture dans les blocs de la maçonnerie. Cette démarche «à l'envers» nous permet ainsi de définir une gamme de variation pour ces trois paramètres dans laquelle il convient de se placer pour étudier l'effet de ces paramètres sur le comportement global de la structure.



Dans les deux modèles élaborés, les moellons subissent des contraintes de compression en général, les moellons qui subissent de contraintes de traction sont très peu nombreux. Les zones concernées par la traction sont marquées par des croix rouges, voir la figure 79.

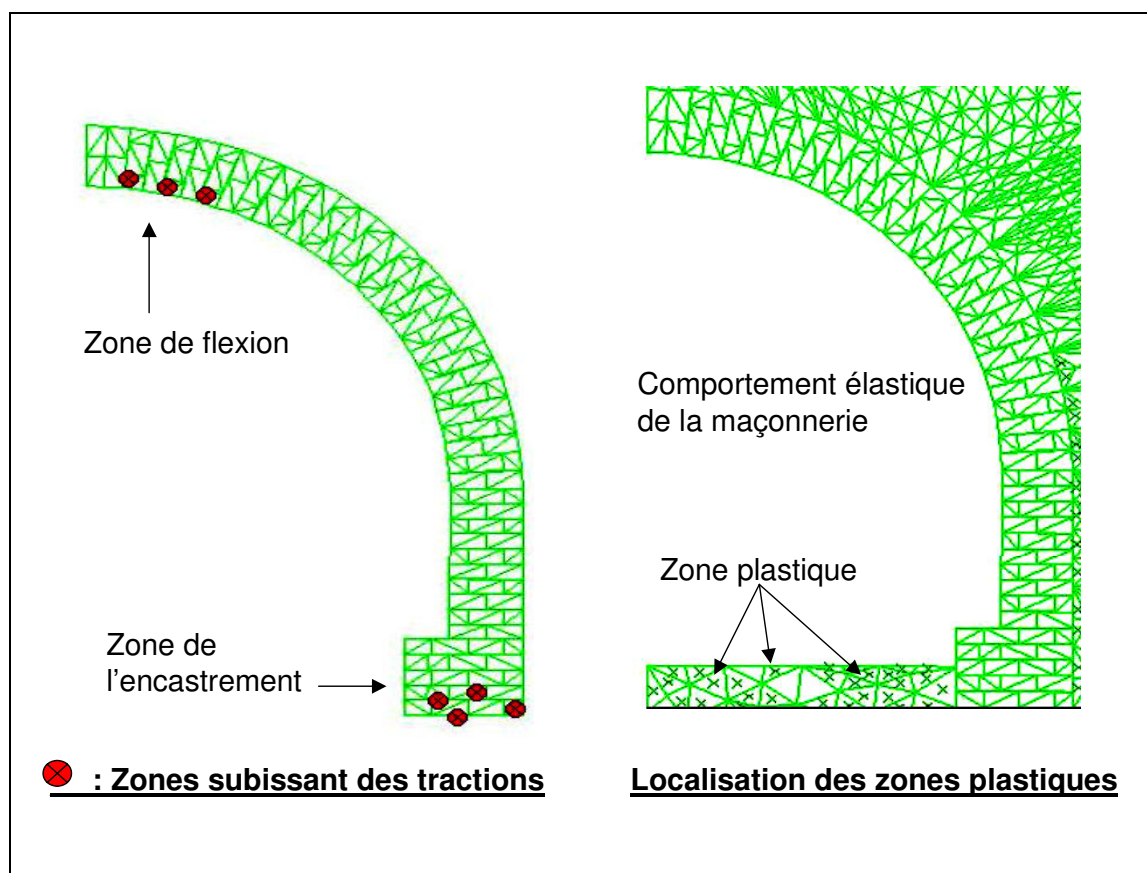


Figure 79. Maillage de la maçonnerie, zones subissant de traction

Les zones subissant des tractions dans la structure en maçonnerie sont essentiellement situées dans l'extrados de la voûte et la partie la plus basse du piédroit. Les zones plastiques sont localisées dans le terrain encaissant.

La gestion de la diminution des caractéristiques de la maçonnerie est réalisée à l'aide d'un plan d'expérience qui sera détaillé dans la suite du chapitre.

## 5.6 Evolution du comportement mécanique des tunnels maçonnés

Le vieillissement de la maçonnerie dans les tunnels est directement lié à l'évolution des propriétés mécaniques des matériaux de construction utilisés (blocs et mortier). La bibliographie abordée au début du présent chapitre nous a permis d'identifier plusieurs paramètres mécaniques des matériaux de construction qui évoluent en fonction du temps dont :

- ❖ Le module de Young ;
- ❖ Le coefficient de Poisson ;

- ❖ La résistance à la compression ;
- ❖ La résistance à la traction ;
- ❖ La cohésion ;
- ❖ La masse volumique ;
- ❖ L'angle du frottement ;
- ❖ La résistance au cisaillement ;
- ❖ Le degré de saturation ;
- ❖ La perméabilité.

Du fait que la section du soutènement en maçonnerie est totalement comprimée, nous avons, dans un premier temps, sélectionné trois facteurs pour étudier leur influence sur le comportement du tunnel, il s'agit de :

- ❖ La cohésion de blocs (les moellons) : C
- ❖ L'angle du frottement des blocs :  $\varphi$
- ❖ La résistance à la traction de blocs : T

Les deux premiers facteurs expriment la résistance à la compression des blocs. Ces trois facteurs sont liés entre eux par le critère de rupture Mohr-Coulomb.

## 5.7 Plan d'expérience

### 5.7.1 Définition et objectif

Les plans d'expériences en général constituent des stratégies efficaces pour concevoir l'expérimentation de manière à minimiser le nombre d'essais à réaliser et, simultanément, à maximiser le nombre des facteurs ou paramètres étudiés. Cette technique permet d'identifier les facteurs expérimentaux les plus significatifs influençant un phénomène puis de quantifier l'influence de chaque facteur, ainsi que les possibles interactions de ces facteurs. Ils permettent également la simplification des analyses statistiques et l'interprétation claire et nette des résultats obtenus. (David et al., 1992).

Le plan d'expérience est un moyen structuré pour réaliser une étude paramétrique optimisée. Dans notre cas il s'agit d'étudier le comportement de la maçonnerie lors du vieillissement, le vieillissement étant simulé par une diminution des caractéristiques mécaniques. L'objectif du plan d'expérience est de nous aider à connaître l'importance de chaque paramètre sur le comportement et la stabilité d'un soutènement en maçonnerie.

### 5.7.2 Structure d'un plan d'expérience

La construction d'un plan d'expérience nécessite d'identifier les éléments suivants :

- ❖ Identifier le phénomène étudié (le problème) ;
- ❖ Identifier les facteurs influençant potentiellement le phénomène ;

- ❖ Choisir une réponse convenable qui permet d’observer l’influence des facteurs sélectionnés sur le phénomène étudié.

Dans notre cas, le phénomène étudié est l’évolution du comportement mécanique de soutènement en maçonnerie. Plusieurs paramètres géomécaniques contrôlent le développement du phénomène. L’organigramme de la figure 80 donne la chronologie des éléments principaux successifs dans notre recherche.

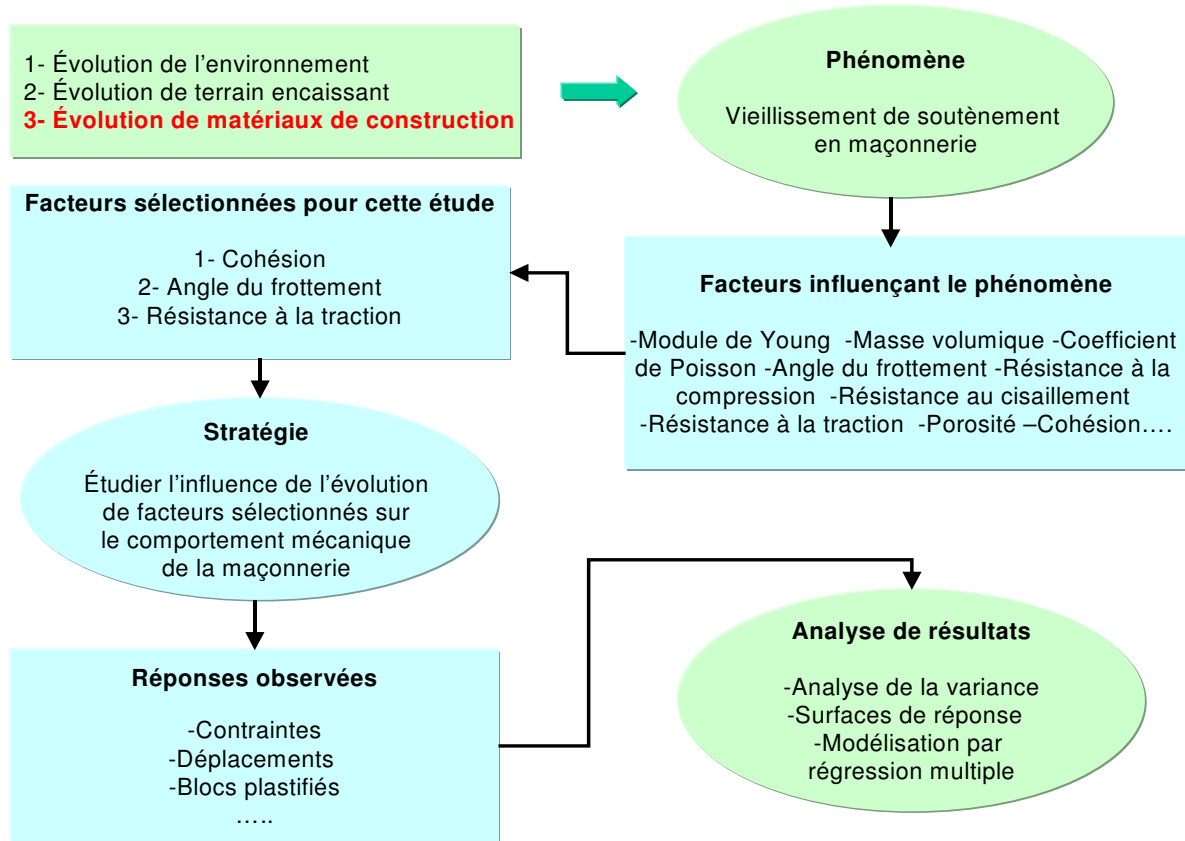


Figure 80. Organisation d’un plan d’expériences pour l’étude des conséquences du vieillissement du soutènement en maçonnerie

### 5.7.3 Stratégie, hypothèse adoptée (plan d’expérience)

Le problème principal réside dans l’estimation ou le choix des propriétés mécaniques représentant le comportement de la maçonnerie dégradée. Afin de simplifier ce choix la stratégie ou l’hypothèse proposée consiste à diminuer les valeurs des facteurs mécaniques sélectionnés pour les moellons et observer en conséquence certains changements sur le comportement du soutènement en maçonnerie.

Cette hypothèse, est exprimée à travers un plan d’expérience, il s’agit d’un plan factoriel complet à 3 facteurs et à 3 niveaux  $K^n$  (  $K= 3$  : nombre de facteurs,  $n =3$  : nombre de niveaux) par conséquent nous avons un plan factoriel à 27 essais (expérimentation), figure 81.

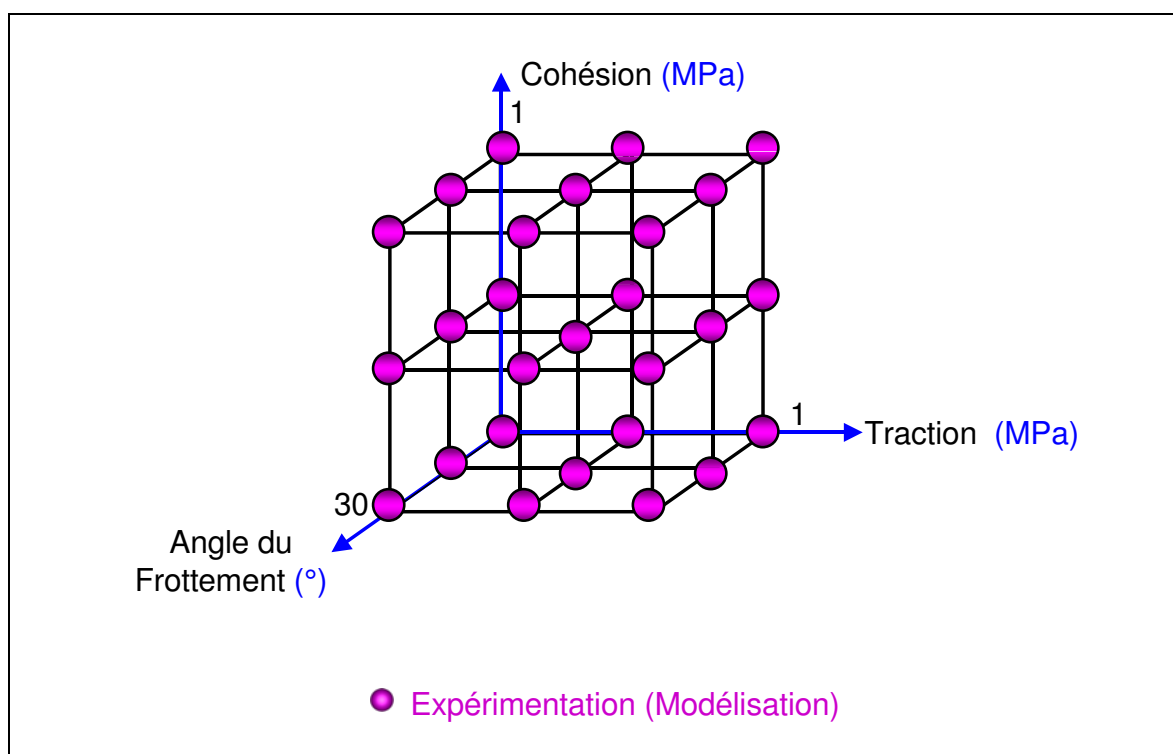


Figure 81. Plan (factoriel  $3^k$ ) d'expérience, traduisant l'évolution de C,  $\phi$  et T

Chaque nœud représente un essai ou une modélisation qui représente à son tour l'évolution d'un, de deux ou de trois paramètres à partir de l'état du modèle initial (état de référence) puis le calcul jusqu'à l'équilibre.

#### 5.7.4 Réponses (changements) observées

Les réponses observées expriment les changements survenus sur le comportement du soutènement en maçonnerie après chaque essai (modélisation). Plusieurs réponses ont été observées pendant cette étude, les plus importants sont :

- ❖ Les contraintes ;
- ❖ Les déplacements ;
- ❖ Le nombre de blocs plastifiés.

Seule les réponses significatives qui exprime une évolution remarquable en ce qui concerne le comportement de la maçonnerie ont été prises en compte, ils s'agit de celui du nombre de blocs plastifiés sur la section du soutènement en maçonnerie.

#### 5.8 Analyse de résultats

Afin d'avoir la meilleure interprétation des résultats, nous employons plusieurs types d'analyse :

- ❖ Analyse statistique (graphique) simple ;

- ❖ Analyse en surfaces des réponses ;
- ❖ Analyse de la variance ;
- ❖ Modélisation par régression multiple.

L'analyse graphique permet de donner une première évaluation des influences de chaque facteur étudié. L'élaboration des surfaces des réponses permet de comparer les influences respectives de deux facteurs. La quantification de l'influence de chaque facteur étudié est possible à travers l'analyse de la variance et la modélisation par la régression multiple permet d'évaluer les interactions éventuelles entre les facteurs étudiés.

### 5.8.1 Réponse étudiée et plan d'expérience élaboré

Le plan d'expérience proposé comporte donc 27 expérimentations. La réponse observée correspond au nombre de moellons qui passent d'un comportement élastique à un comportement plastique. Un bloc change de statut si son facteur de sécurité devient inférieur à 1. La figure 82 présente le calcul du coefficient de sécurité (Fs) en fonction de l'état des contraintes principales induites ( $\sigma_1$ ,  $\sigma_3$ ) et du critère de rupture défini par la cohésion, l'angle de frottement et la résistance à la traction. Elle montre également l'évolution des contraintes principales vers la contrainte de rupture ( $\sigma_f$ ).

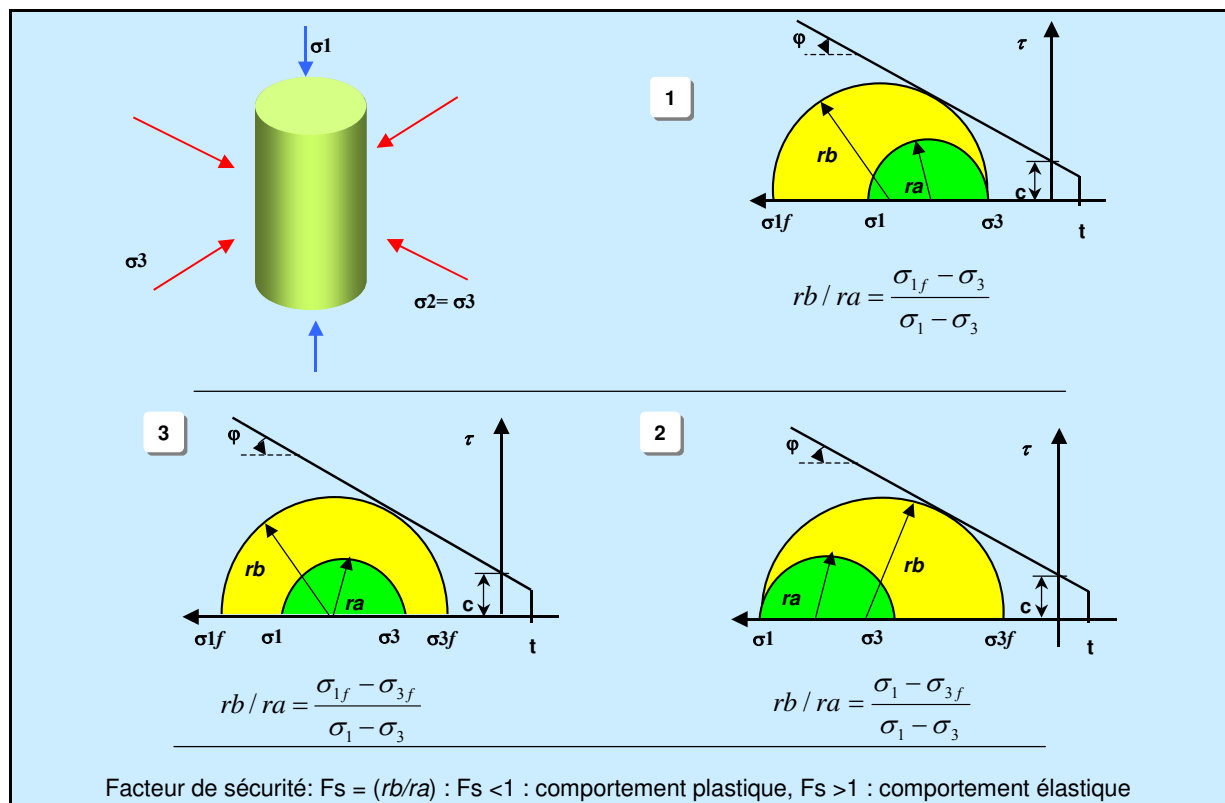


Figure 82. Rapport (résistance/ contraintes) après le critère de la rupture de Mohr-Coulomb, (Itasca 2, 2000)

Les configurations de la figure 82 (calcul de  $F_s$ ) sont donc prises en compte et le nombre des moellons plastifiés sur la section du soutènement en maçonnerie est identifié après chaque essai.

Le tableau 22 fournit le plan d'expériences numériques utilisé qui montre l'évolution des facteurs étudiés (C : la cohésion,  $\varphi$  : l'angle du frottement et T : la résistance à la traction) et donne les résultats obtenus sur les deux modèles numériques élaborés.

Numéro de l'essai	Facteurs			Réponses :	
	C	T	$\varphi$	Modèle 1: Blocs (réguliers)	Modèle 2: Blocs (réguliers + irréguliers)
	MPa	MPa	°		
1	1	1	30	1	6
2	1	1	15	9	13
3	1	1	0	24	28
4	1	0,5	30	1	6
5	1	0,5	15	9	13
6	1	0,5	0	24	31
7	1	0	30	16	28
8	1	0	15	22	33
9	1	0	0	55	56
10	0,5	1	30	29	38
11	0,5	1	15	76	85
12	0,5	1	0	112	122
13	0,5	0,5	30	29	39
14	0,5	0,5	15	77	87
15	0,5	0,5	0	112	122
16	0,5	0	30	46	60
17	0,5	0	15	96	102
18	0,5	0	0	116	131
19	0,2	1	30	116	131
20	0,2	1	15	116	131
21	0,2	1	0	116	131
22	0,2	0,5	30	116	131
23	0,2	0,5	15	116	131
24	0,2	0,5	0	116	131
25	0,2	0	30	116	131
26	0,2	0	15	116	131
27	0,2	0	0	116	131

C : Cohésion; T : Résistance à la traction ;  $\varphi$ : Angle du frottement

**Tableau 22. Plan d'expériences numériques, réponses observées correspondant aux deux modèles élaborés**

Nous présentons quelques exemples des résultats obtenus après certains essais sur les figures 83 et 84.

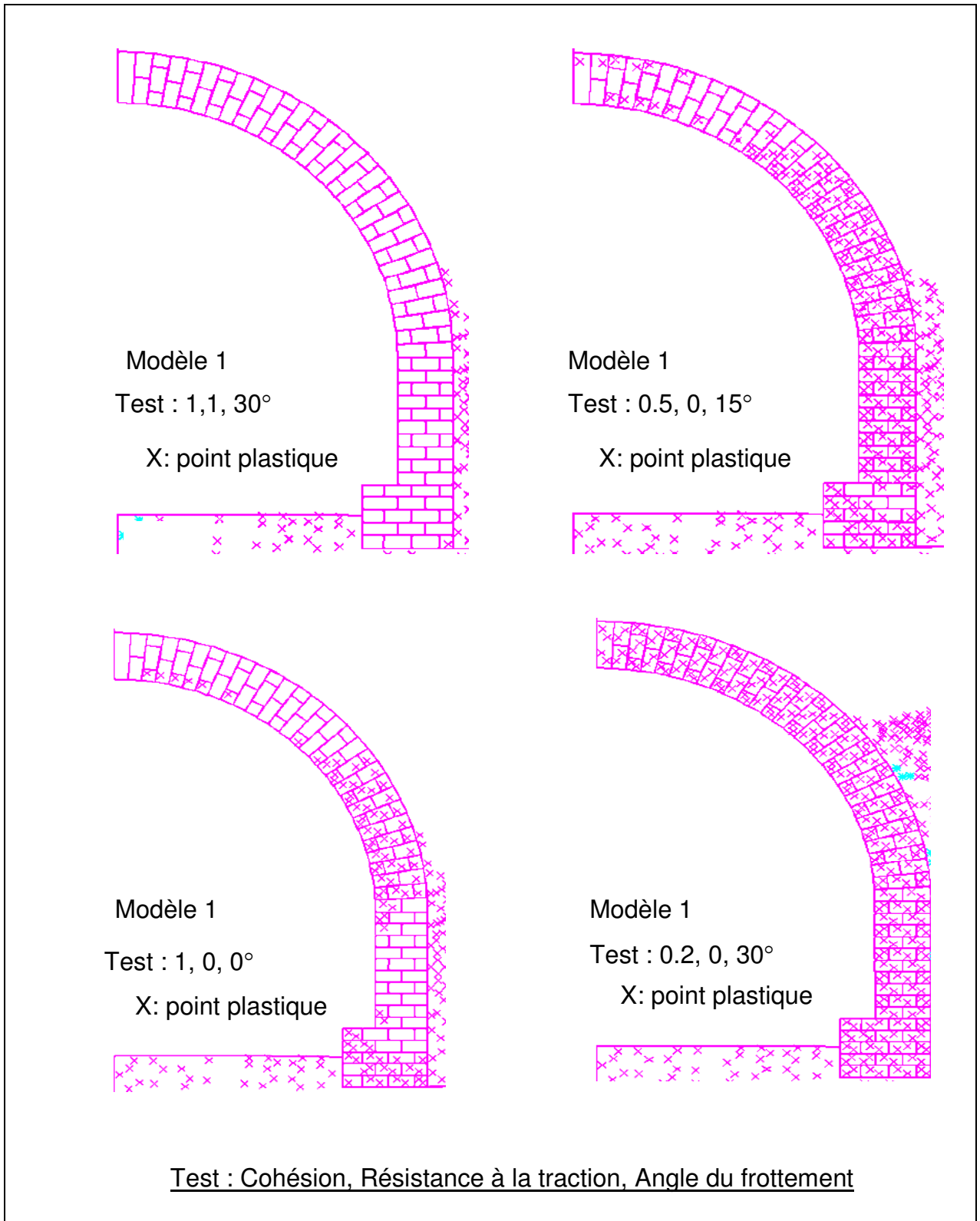


Figure 83. Exemples de réponses observées sur le 1<sup>er</sup> modèle (blocs réguliers)

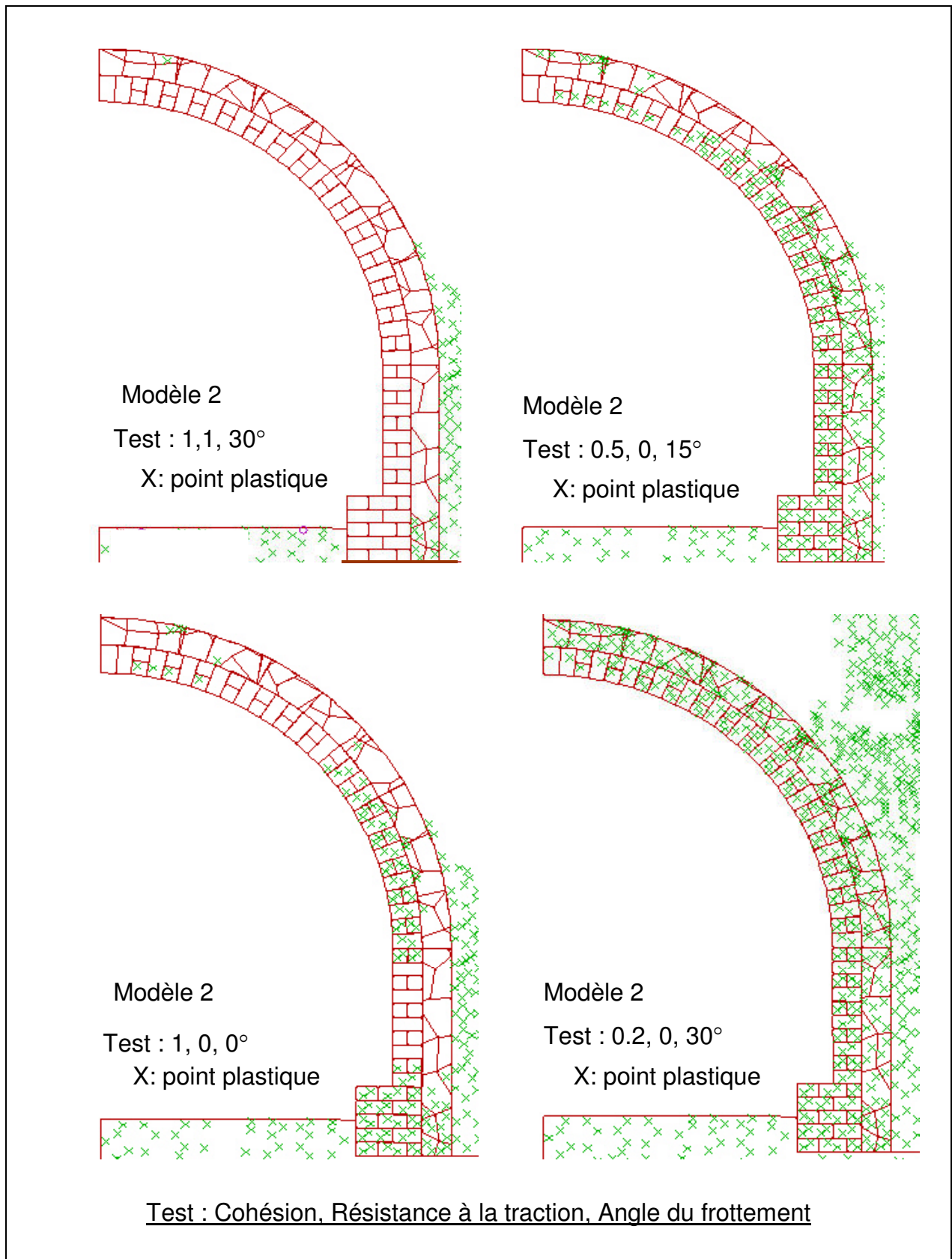
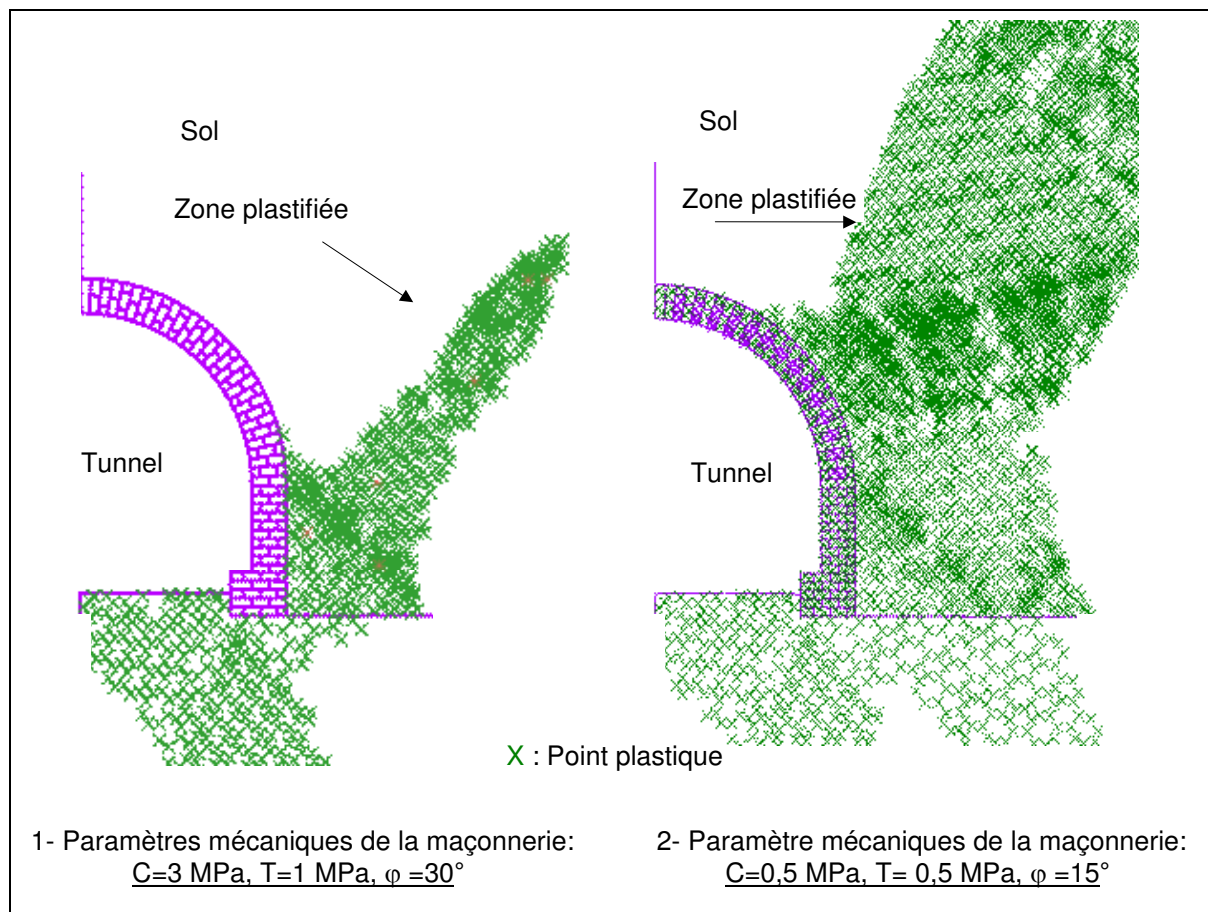


Figure 84. Exemples de réponses observées sur le 2ème modèle (blocs irréguliers)



En ce qui concerne la réponse du terrain à l'évolution des paramètres mécaniques de la maçonnerie, on remarque généralement que la zone plastifiée du sol augmente avec la diminution des paramètres mécaniques du soutènement en maçonnerie. La figure 85 donne un exemple de l'évolution de la réponse du terrain encaissant à l'évolution des paramètres mécaniques de la maçonnerie.



**Figure 85. Comportement du sol encaissant en fonction de l'évolution de paramètres mécaniques de la maçonnerie**

Avec les paramètres mécaniques initiaux de la maçonnerie ( $C=3 \text{ MPa}$ ,  $T=1 \text{ MPa}$ ,  $\varphi=30^\circ$ ), on observe une zone plastifiée limitée du sol. Par contre, avec des paramètres mécaniques réduits de la maçonnerie ( $C=0.5 \text{ MPa}$ ,  $T=0.5 \text{ MPa}$ ,  $\varphi=15^\circ$ ), la zone plastifiée est plus importante et entoure la section du tunnel. La plastification progressive du sol en fonction de la diminution de paramètres mécaniques de la maçonnerie est interprétable par l'augmentation des contraintes normales du sol induites par l'affaiblissement du soutènement.

### 5.8.2 Analyse graphique

Les résultats issus d'expérimentations effectuées sur les deux modèles sont globalement semblables. Le comportement mécanique du soutènement en maçonnerie montre une évolution identique pour les deux modèles. Seules quelques différences peuvent être localement observées en fonction de la forme et la taille des blocs. En conséquence, nous traiterons dans la suite du paragraphe les résultats issus du premier modèle. L'ensemble des

résultats reportés dans le tableau 22 permet, dans un premier temps, d'étudier graphiquement l'influence des facteurs sur la réponse observée de la structure, figure 86.

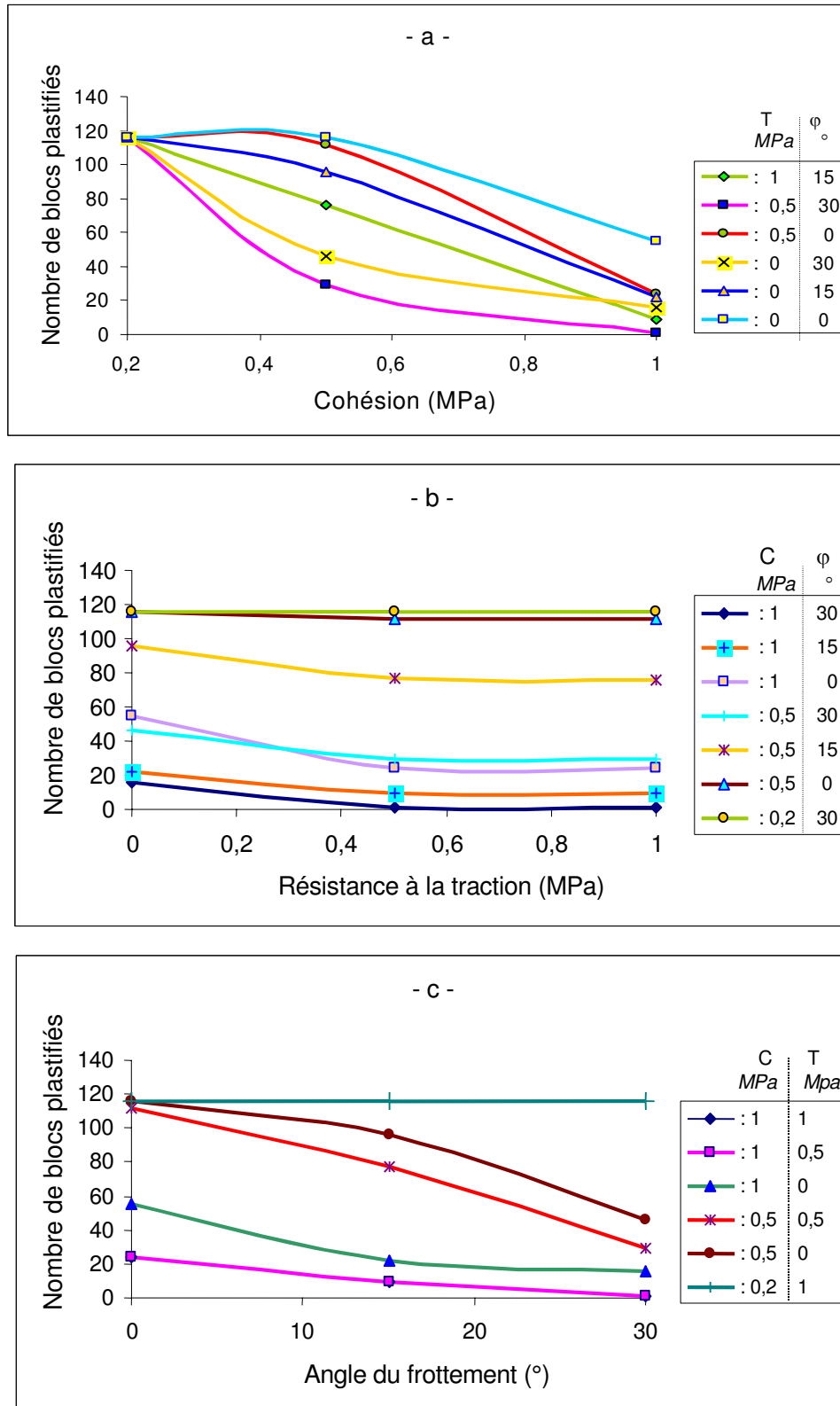


Figure 86. Nombre de blocs plastifiés en fonction de la (cohésion, résistance à la traction et l'angle du frottement)

La figure (86-a) montre ainsi que la diminution de la cohésion des blocs entraîne une augmentation importante du nombre de points plastiques ce qui dénote une influence probablement très significative de ce paramètre. La variation de la résistance à la traction semble peu significative figure (86-b). De même, la figure (86-c), montre que l'influence de l'angle de frottement semble significative mais moins que la cohésion.

### 5.8.3 Surfaces de réponse

En représentant le nombre de moellons plastiques en fonction de l'évolution de deux paramètres, les surfaces de réponse à deux variables permettent de comparer l'influence des facteurs et de préciser l'éventuelle interaction binaire entre les facteurs étudiés.

L'enveloppe des surfaces des réponses de la figure 87 montre clairement l'influence de la cohésion en comparaison avec celle de la résistance à la traction.

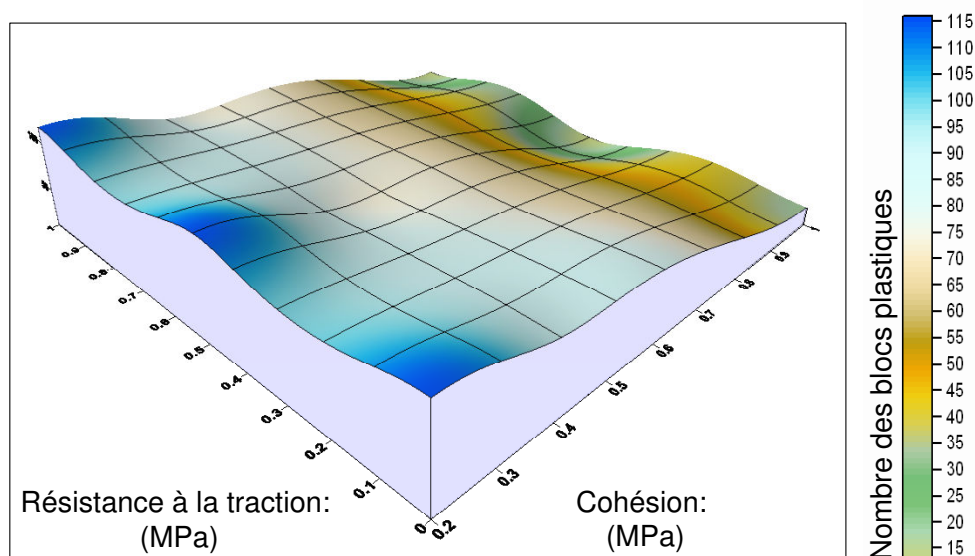
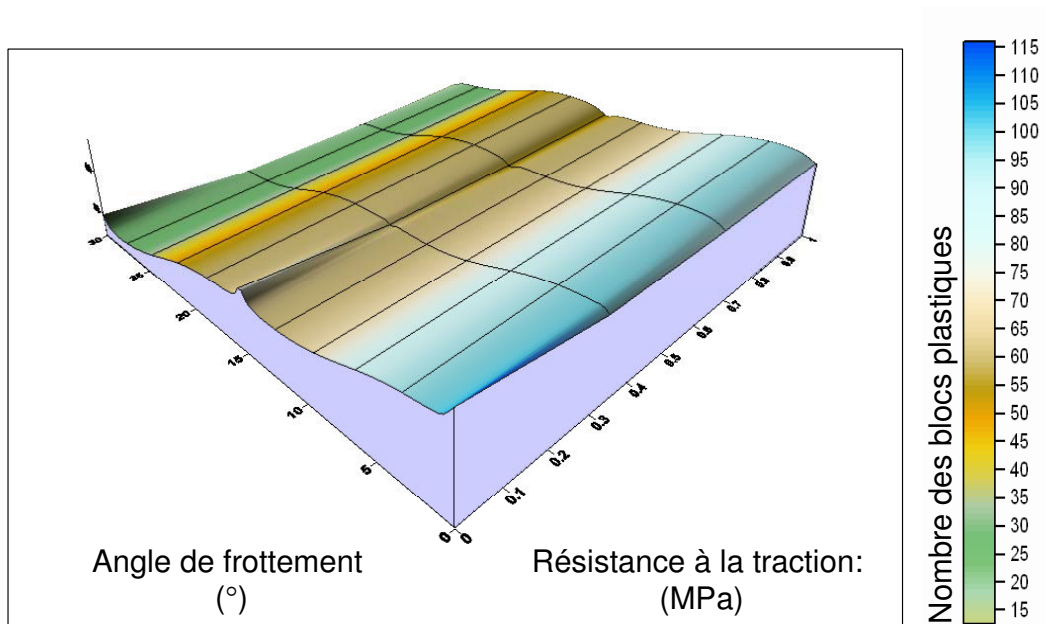


Figure 87. nombre de moellons plastiques en fonction de C et T (enveloppe)

La figure 88 présente l'enveloppe des surfaces des réponses en fonction de l'angle de frottement et la résistance à la traction. On constate que l'influence de l'angle de frottement est beaucoup plus importante de celui de la résistance à la traction sur la réponse étudiée.

Mais on ne relève aucune interaction nette entre ces paramètres (la variation de l'un des paramètres ne change pas la façon dont l'autre influence la réponse) et la résistance à la traction ne semble guère significative.



**Figure 88. nombre de moellons plastiques en fonction de  $\phi$  et T (enveloppe)**

Nous avons établi les surfaces de réponses correspondant à l'évolution de tous les paramètres. La figure 89 présente l'ensemble de surfaces élaborées ainsi que leurs enveloppes.

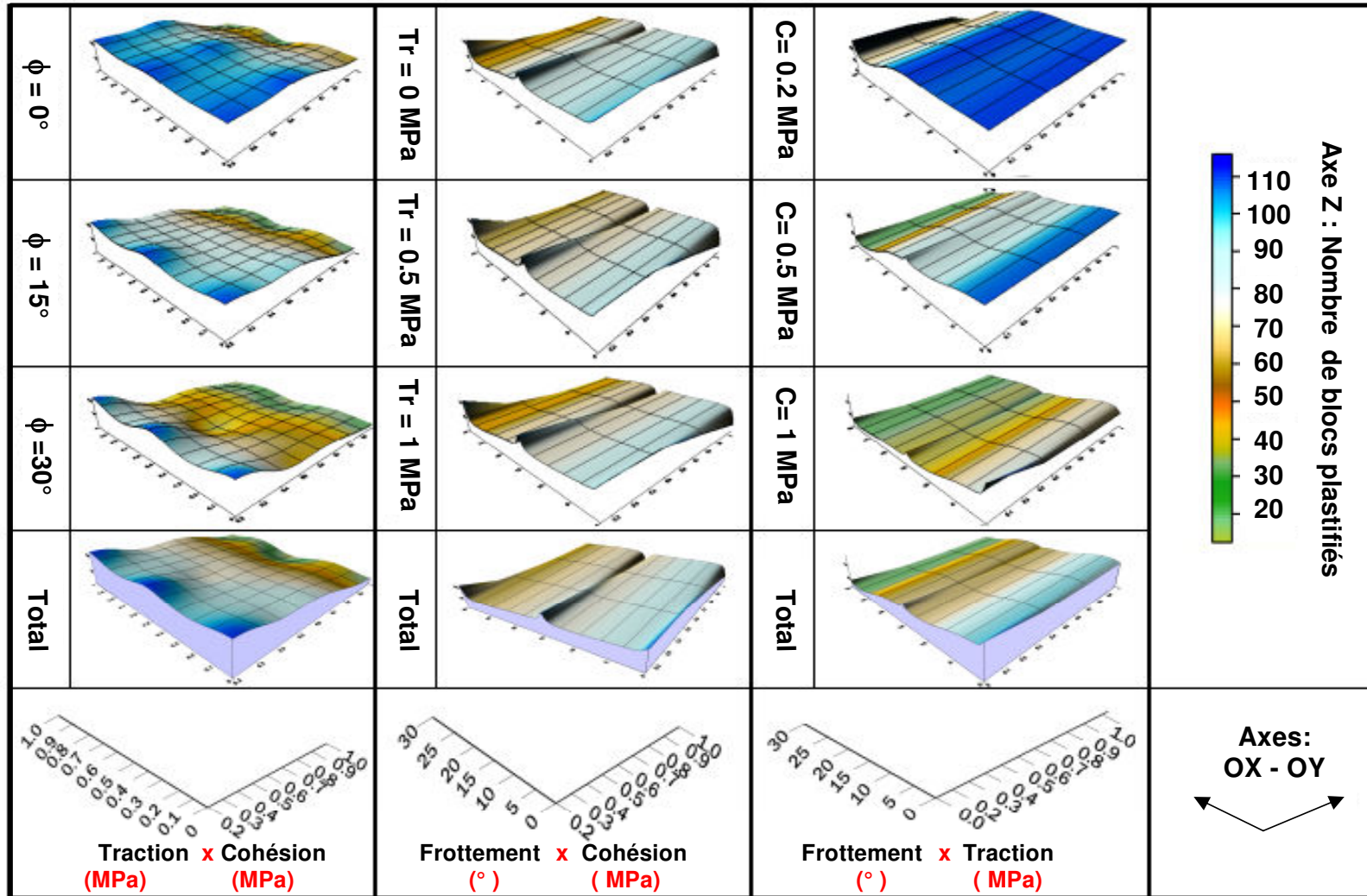


Figure 89. Surfaces de réponse (a-b-c) issues du premier modèle

### 5.8.4 Analyse de la variance (ANOVA)

#### Analyse de la variance sans interaction

Afin de quantifier l'influence respective des trois paramètres (cohésion, résistance à la traction et angle de frottement) une analyse de la variance à plusieurs facteurs a été réalisée. L'analyse présentée ici repose sur un modèle de décomposition de la variance totale de la réponse étudiée (le nombre de points plastiques) en la somme de trois variances explicatives, celles de chacun des facteurs, et d'une variance résiduelle.

Le tableau 23 donne les résultats issus de l'analyse comme on a l'habitude de les présenter.

Source	Somme des carrés	DDL*	Variance	F calculé	F Snédécour
EFFETS PRINCIPAUX					à 5%
Angle de frottement	6021,56	2	3010,78	10,94	3,99
Résistance à la traction	620,222	2	310,111	1,25	3,99
Cohésion	44886,2	2	22443,1	81,52	3,99
RESIDU	5506	20	275,3		
TOTAL (CORRIGE)	57034	26	*DDL : degrés de liberté		

Tableau 23. Résultats de l'analyse de la variance (tableau de ANOVA), 1<sup>er</sup> modèle ((blocs réguliers)

A l'hypothèse que l'influence des facteurs n'est pas significative, le rapport de la variance de chaque facteur à la variance résiduelle doit suivre une loi de Snédécour (F-Ratio Distribution). Or les valeurs de F calculé ainsi obtenues pour l'angle de frottement et la cohésion (respectivement 11 et 81), dépassent largement la valeur de Snédécour qui n'a que 5 chances sur 100 d'être dépassée (valeur de F Snédécour est égal à 3.99). Cela signifie que l'hypothèse de non-influence est à rejeter et que l'influence de l'angle de frottement et de la cohésion sont significatives avec moins de 5 chances sur 100 de se tromper tandis que celle de la résistance à la traction ne l'est pas. Par ailleurs, on peut conclure également à l'influence prépondérante de la cohésion sur celle de l'angle de frottement.

Le tableau 24 donne les résultats issus de l'analyse ANOVA correspondant au deuxième modèle.

Source	Somme des carrés	DDL*	Variance	F calculé	F Snédécour
EFFETS PRINCIPAUX					à 5%
Angle de frottement	5442,74	2	2721,37	9,55	3,99
Résistance à la traction	981,63	2	490,82	1,72	3,99
Cohésion	52328,10	2	26164,00	91,82	3,99
RESIDU	5699,19	20	284,60		
TOTAL (CORRIGE)		26	*DDL : degrés de liberté		

Tableau 24. Résultats de l'analyse de la variance (tableau de ANOVA), 2<sup>ème</sup> modèle (blocs irréguliers)

Les résultats de l'analyse de la variance issus du deuxième modèle sont très similaires aux résultats de l'analyse de la variance issus du premier modèle.

On peut noter à ce stade que la non-influence de la résistance à la traction s'explique aisément par le fait que la structure en maçonnerie est principalement sollicitée en compression, du fait de sa forme voûtée dont c'est la vocation.

### *Analyse de la variance avec interaction*

Pour évaluer l'influence de l'interaction des facteurs sur la réponse observée, nous avons effectué une analyse de la variance avec interaction des facteurs. Le tableau 25 donne les résultats issus de l'analyse ANOVA correspondant au premier modèle.

Source	Somme des carrés	DDL*	Carré moyen	F calculé	Probabilité
EFFETS PRINCIPAUX					
Cohésion	43922,7	2	21961,4	794,32	0,0000
Résistance à la traction	733,407	2	366,704	13,26	0,0029
Angle de frottement	5727,63	2	2863,81	103,58	0,0000
INTERACTIONS					
Cohésion x Traction	404,815	4	101,204	3,66	0,0559
Cohésion x Frottement	5014,59	4	1253,65	45,34	0,0000
Traction x Frottement	1,25926	4	0,314815	0,01	0,9997
RESIDU	221,185	8	27,6481		
TOTAL (CORRIGE)		24	*DDL : degrés de liberté		

**Tableau 25. Résultats de l'analyse de la variance avec interaction, 1<sup>er</sup> modèle ((blocs réguliers)**

En observant les résultats correspondant aux interactions de facteurs et prenant en compte que les valeurs des probabilités testent la signification statistique de chacun des facteurs, on remarque qu'une seule valeur d'interactions des probabilités est inférieure à 0,05. Il correspond à l'interaction (Cohésion x Frottement). Ce facteur a un effet statistiquement significatif sur la réponse observée au niveau de confiance de 95,0%.

Le tableau 26 donne les résultats issus de l'analyse ANOVA avec interaction correspondant au deuxième modèle. On note que les résultats de l'analyse de la variance issus du deuxième modèle sont très comparables aux résultats de l'analyse de la variance issus du premier modèle mais on observe que l'interaction de (cohésion x traction) est statistiquement significative. Elle est toutefois moins importante que l'influence de l'interaction (Cohésion x Frottement) sur la réponse observée (nombre des points plastifiée).

Source	Somme des carrés	DDL*	Carré moyen	F calculé	Probabilité
EFFETS PRINCIPAUX					
Cohésion	52328,1	2	26164,0	3384,09	0,0000
Résistance à la traction		2	490,815	63,48	0,0000
Angle de frottement		2	2721,37	351,99	0,0000
INTERACTIONS					
Cohésion x Traction	544,593	4	136,148	17,61	0,0005
Cohésion x Frottement	5083,48	4	1270,87	164,38	0,0000
Traction x Frottement	9,25926	4	2,31481	0,30	0,8704
RESIDU	61,8519	8	7,73148		
TOTAL (CORRIGE)		24	*DDL : degrés de liberté		

Tableau 26. Résultats de l'analyse de la variance avec interaction, 2<sup>ème</sup> modèle (blocs irréguliers)

### 5.8.5 Modélisation linéaire par régression multiple

La régression linéaire multiple permet d'étudier et de mesurer la relation mathématique qui peut exister entre une variable dépendante ( $Y$ ) et ses variables explicatives ( $X_1, X_2, \dots$ ) et permet ainsi d'élaborer un modèle (critère) qui relie  $Y$  avec  $X_1, X_2, \dots$ , (Pedhazur, 1997).

La force d'association entre les deux variables est estimée par le coefficient de corrélation ( $\beta_j$ ).  $\beta_j$  : est le taux de variation de  $Y$  pour une variation de  $X_j$  quand toutes les autres variables sont maintenues constantes.

Comme  $\beta_j$  dépend de l'intervalle des valeurs de  $X_j$ , pour déterminer l'effet relatif de chaque variable indépendante, il faut normaliser les valeurs des variables indépendantes ( $X_1, X_2, \dots$ ). La normalisation ramène les valeurs des variables indépendantes (les facteurs) entre [-1 et +1]. Dès lors, les coefficients normalisés  $\beta_i$  donnent une estimation de l'effet relatif de  $X_i$  sur  $Y$ .

Dans notre cas, la variable dépendante (variable à expliquer) est le nombre de blocs plastifiés de la maçonnerie  $Nb$  et les variables explicatives sont respectivement :

- $C$  : La cohésion de blocs de la maçonnerie ;
- $T$  : La résistance à la traction de blocs de maçonnerie ;
- $\varphi$  : L'angle du frottement de blocs de la maçonnerie.

La forme générale d'un modèle linéaire de 1<sup>er</sup> ordre avec les termes d'interaction entre les variables est :

$$Nb = \beta_0 + \beta_1 C + \beta_2 T + \beta_3 \varphi + \beta_{12} (C, T) + \beta_{23} (T, \varphi) + \beta_{13} (C, \varphi) + \beta_{123} (C, T, \varphi) \quad (1)$$



Où :

Nb : Variable dépendante ;

$\beta_0$ : Constante ;

$\beta_1$  : Coefficient de régression de la cohésion ;

$\beta_2$  : Coefficient de régression de la résistance à la traction ;

$\beta_3$  : Coefficient de régression de l'angle de frottement ;

$\beta_{12}$  : Coefficient de régression d'interaction de la cohésion et de la résistance à la traction ;

$\beta_{13}$  : Coefficient de régression d'interaction de la cohésion et de l'angle du frottement ;

$\beta_{23}$  : Coefficient de régression d'interaction de la résistance à la traction et de l'angle de frottement ;

$\beta_{123}$  : Coefficient de régression d'interaction de la cohésion, de la résistance à la traction et de l'angle du frottement.

Pour obtenir un plan d'expérience normalisé dont les valeurs des facteurs sont comprises entre [-1, +1], il faut transformer de la valeur de chaque facteur de la manière suivante:

$$Fn = 2 \times \left( \frac{F - F \text{ min}}{F \text{ max} - F \text{ min}} \right) - 1$$

Où :

- Fn : la valeur normalisée du facteur F ;
- F : la valeur initiale du facteur F ;
- Fmin : la valeur minimale du facteur F ;
- Fmax : la valeur maximale du facteur F.

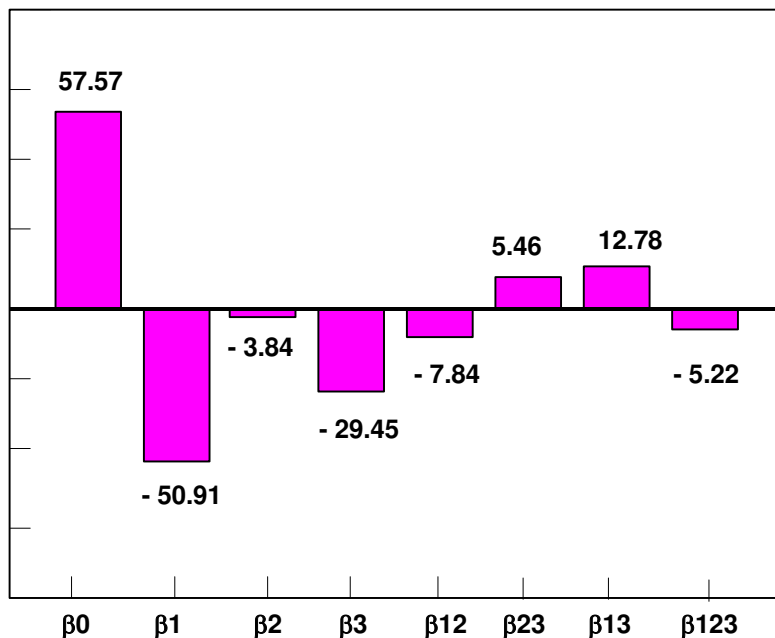
On obtient ainsi les plans du tableau 27.

Numéro d'essai	Facteurs			Interactions				Réponses : Bloc plastifié (Nombre)	
	C	T	$\varphi$	CxT	Cx $\varphi$	Tx $\varphi$	CxTx $\varphi$	modèle 1	modèle 2
1	1	1	1	1	1	1	1	1	6
2	1	1	0	1	0	0	0	9	13
3	1	1	-1	1	-1	-1	-1	24	28
4	1	0	1	0	1	0	0	1	6
5	1	0	0	0	0	0	0	9	13
6	1	0	-1	0	-1	0	0	24	31
7	1	-1	1	-1	1	-1	-1	16	28
8	1	-1	0	-1	0	0	0	22	33
9	1	-1	-1	-1	-1	1	1	55	56
10	-0,25	1	1	-0,25	-0,25	1	-0,25	29	38
11	-0,25	1	0	-0,25	0	0	0	76	85
12	-0,25	1	-1	-0,25	0,25	-1	0,25	112	122
13	-0,25	0	1	0	-0,25	0	0	29	39
14	-0,25	0	0	0	0	0	0	77	87
15	-0,25	0	-1	0	0,25	0	0	112	122
16	-0,25	-1	1	0,25	-0,25	-1	0,25	46	60
17	-0,25	-1	0	0,25	0	0	0	96	102
18	-0,25	-1	-1	0,25	0,25	1	-0,25	116	131
19	-1	1	1	-1	-1	1	-1	116	131
20	-1	1	0	-1	0	0	0	116	131
21	-1	1	-1	-1	1	-1	1	116	131
22	-1	0	1	0	-1	0	0	116	131
23	-1	0	0	0	0	0	0	116	131
24	-1	0	1	0	-1	0	0	116	131
25	-1	-1	1	1	-1	-1	1	116	131
26	-1	-1	0	1	0	0	0	116	131
27	-1	-1	-1	1	1	1	-1	116	131

C : Cohésion; T : Résistance à la traction ;  $\varphi$ : Angle du frottement

Tableau 27. Plans d'expériences normalisés correspondants aux deux modèles élaborés

La figure 90 donne les coefficients calculés par régression multiple correspondants aux facteurs explicatifs (C, T,  $\phi$ ) et leurs interactions.



Coefficients calculés par régression ( $\beta_i$ ) correspondant aux facteurs et à leurs interactions (modèle 1 : blocs réguliers)

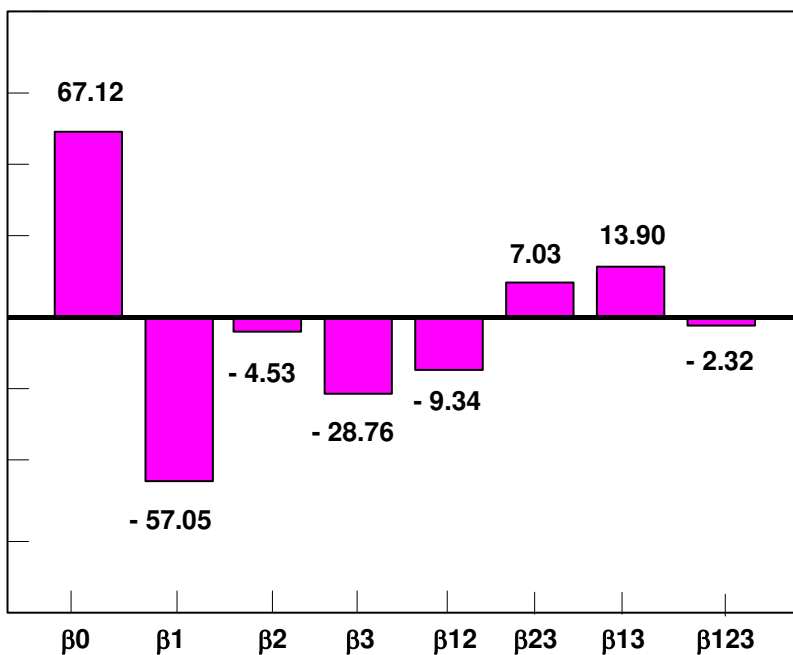


Figure 90. Coefficients calculés par régression ( $\beta_i$ ) correspondant aux facteurs et à leurs interactions (modèle 2 : blocs irréguliers)

La valeur d'un coefficient de régression explique l'influence du facteur correspondant sur le nombre de blocs plastifiés:

- ❖ Un signe positif d'un coefficient traduit une association positive : la valeur moyenne de  $Nb$  croît avec  $F$  ;
- ❖ Une association négative traduit l'opposé : la valeur moyenne de  $Nb$  décroît lorsque  $F$  croît.

Par conséquent :

Pour le première modèle numérique représentatif des tunnels maçonnés, le modèle linéaire qui relie  $Nb$  ( nombre de blocs plastifiés) avec  $(C, T, \varphi)$  devient :

$$Nb = 57.57 - 50.91C - 3.84T - 29.45\varphi - 7.84(C, T) + 5.46(T, \varphi) + 12.78(C, \varphi) - 5.22(C, T, \varphi)$$

De même, pour le deuxième modèle numérique élaboré, nous trouvons le modèle :

$$Nb = 67.12 - 57.05C - 4.53T - 28.76\varphi - 9.34(C, T) + 7.03(T, \varphi) + 13.90(C, \varphi) - 2.32(C, T, \varphi)$$

Ces deux modèles linéaires quasi-identiques montrent que parmi les trois facteurs étudiés, seulement la cohésion ( $\beta_1$ ), et l'angle du frottement ( $\beta_3$ ) ont une influence significative sur le comportement mécanique de blocs de maçonnerie. La cohésion est par ailleurs le facteur le plus significatif parmi tous les facteurs étudiés. Les coefficients d'interaction de régression indiquent que le facteur d'interaction de la cohésion et de d'angle de frottement a l'influence la plus importante sur le comportement mécanique de blocs de la maçonnerie.

## 5.9 Influence du poids volumique et du module d'élasticité sur le comportement de la maçonnerie

Les ouvrages soutenus par maçonnerie manquent, généralement, d'un système efficace d'étanchement. En conséquence, l'eau souterraine peut infiltrer la structure de la maçonnerie. La circulation de l'eau dans les joints de la maçonnerie permet aux blocs d'en absorber. Ce processus physique peut modifier certaines propriétés mécaniques de blocs en fonction du temps, telles que le poids volumique des blocs, le module d'élasticité (module d'Young) et le coefficient de Poisson ( $\nu$ ).

Le poids volumique de pierre calcaire augmente entre l'état sec et l'état à la saturation. En outre, plusieurs études expérimentales ont montré que le module d'élasticité de calcaire diminue de l'état sec jusqu'à la saturation. Le taux de réduction du module d'élasticité peut atteindre jusqu'à 40% (Wiid, 1967, Watelet, 1996, NER, 2006).

Pour les deux modèles numériques proposés des tunnels maçonnés, nous avons effectué des simulations numériques pour étudier : l'effet de l'évolution du poids volumique et celle du module d'élasticité de blocs sur le comportement mécanique du soutènement en maçonnerie.

Le tableau 28 présente les valeurs du poids volumique sélectionnées pour étudier la réaction du comportement mécanique du soutènement en maçonnerie à l'évolution du poids volumique de blocs en fixant les autres paramètres.

Simulation	Poids volumique Kg/m <sup>3</sup>	Paramètres fixes de blocs
1	2000 (état sec)	Module d'élasticité: 6 GPa
2	2100	Coefficient de Poisson $\nu = 0.2$
3	2200	Cohésion: 1 MPa
4	2300	Résistance à la traction: 1MPa
5	2400 (état saturé)	Angle de frottement: 30°

**Tableau 28. Evolution des valeurs du poids volumique des blocs**

Le tableau 29 fournit les valeurs du module d'élasticité sélectionnées pour étudier l'effet de son évolution sur le comportement mécanique du soutènement en maçonnerie. Il donne aussi les valeurs des autres paramètres fixés dans cette étude.

Simulation	Module d'Young MPa	Paramètres fixes de blocs
1	6000 (état sec)	Module d'élasticité: 6 GPa
2	5100	Coefficient de Poisson $\nu = 0.2$
3	4200	Cohésion: 1 MPa
4	3300	Résistance à la traction: 1MPa
5	2400 (état saturé)	Angle de frottement: 30°

**Tableau 29. Evolution des valeurs du module d'Young**

Les résultats obtenus après ces simulations ont montré que :

- ❖ La structure de soutènement en maçonnerie reste stable après toutes les simulations et aucun incident d'instabilité n'a été détecté ;
- ❖ Le comportement des blocs reste élastique pour toutes les simulations et aucun point plastique n'a été détecté sur la section de la maçonnerie;
- ❖ La contrainte de la maçonnerie change légèrement dans certains blocs en raison de la redistribution locale des contraintes plastiques ;
- ❖ La déformation (déplacements) des blocs de la maçonnerie augmente légèrement en fonction de la diminution du module d'élasticité, figure 91.

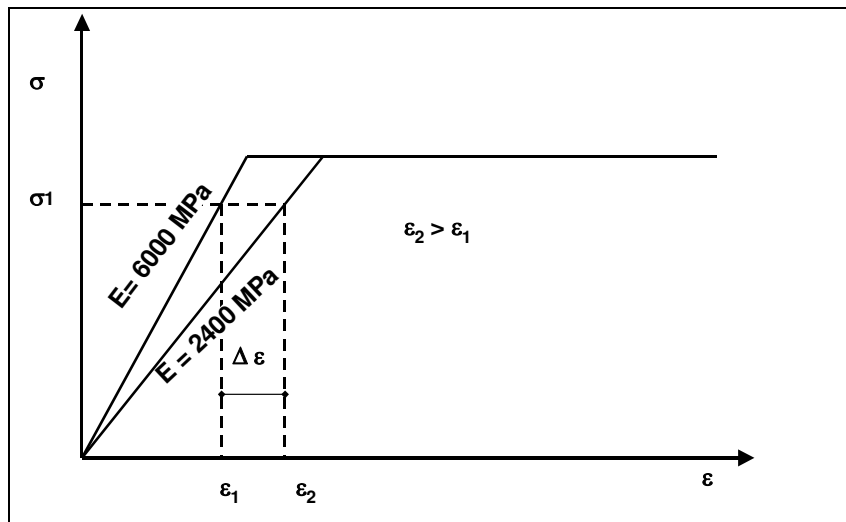


Figure 91. Une représentation simplifiée de l'évolution de contrainte et de déformation après la diminution du module d'élasticité

Dans une autre étape, nous avons brutalement réduit le module d'élasticité des blocs jusqu'à avoir une instabilité localisée sur la section du soutènement en maçonnerie comme le montre la figure 92. Dans ce cas, les déformations de la structure en maçonnerie augmentent et on constate un écrasement de blocs en compression jusqu'à la rupture totale de la section.

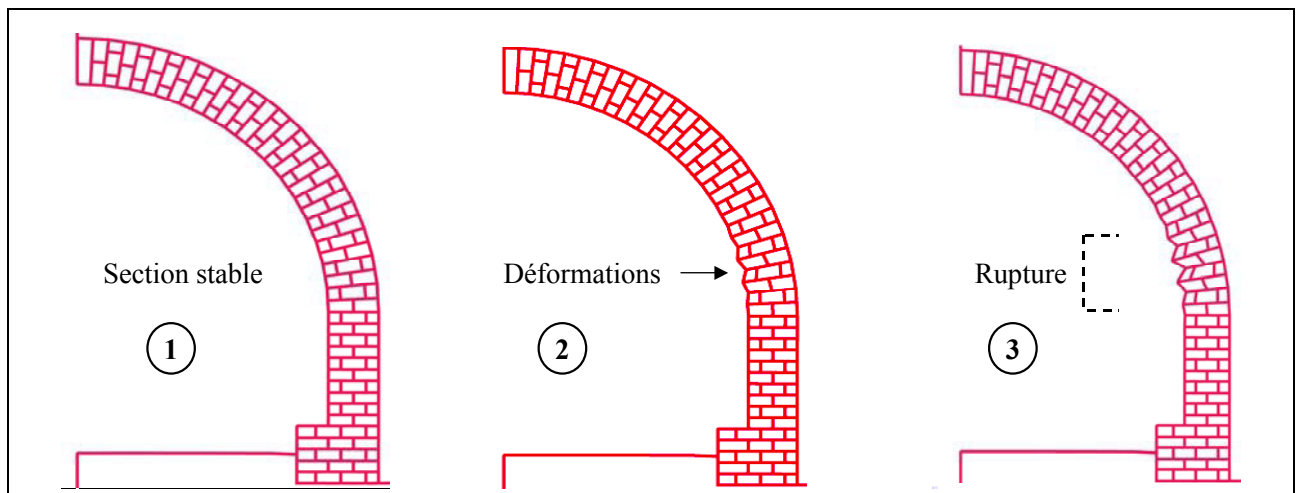


Figure 92. Comportement du soutènement en maçonnerie après une chute brutale du module d'élasticité de blocs ( $E$  inférieure que 80 MPa)

La rupture de la structure en compression commence du sommet extrados du piédroit, puis elle se propage vers l'intrados, en haut et en bas de la structure en maçonnerie jusqu'à un plein effondrement du tunnel. Le soutènement en maçonnerie maintient sa stabilité même avec un module d'élasticité équivalent à 80 MPa (environ 98% de réduction de valeur initiale du module d'élasticité).

### 5.10 Premier analyse du comportement mécanique des joints

Le code de calcul (UDEC) permet d'obtenir la contrainte normale ( $\sigma_n$ ) et la contrainte tangentielle  $\tau$  le long des joints comme le montre la figure 93.

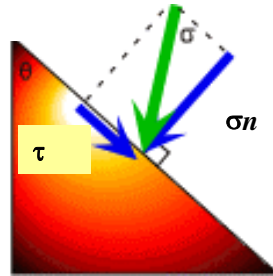


Figure 93. Représentation de contrainte normale ( $\sigma_n$ ) et contrainte tangentielle ( $\tau$ ) sur un joint (plan  $\theta=45^\circ$ )

La géométrie relativement simple du premier modèle numérique élaboré nous a permis de chercher les contraintes normales ( $\sigma_n$ ) et les contraintes tangentielles ( $\tau$ ) des joints du soutènement en maçonnerie (ce calcul a été effectué pour chaque joint). La section du tunnel a été divisée en trois zones indiquées sur la figure 94.

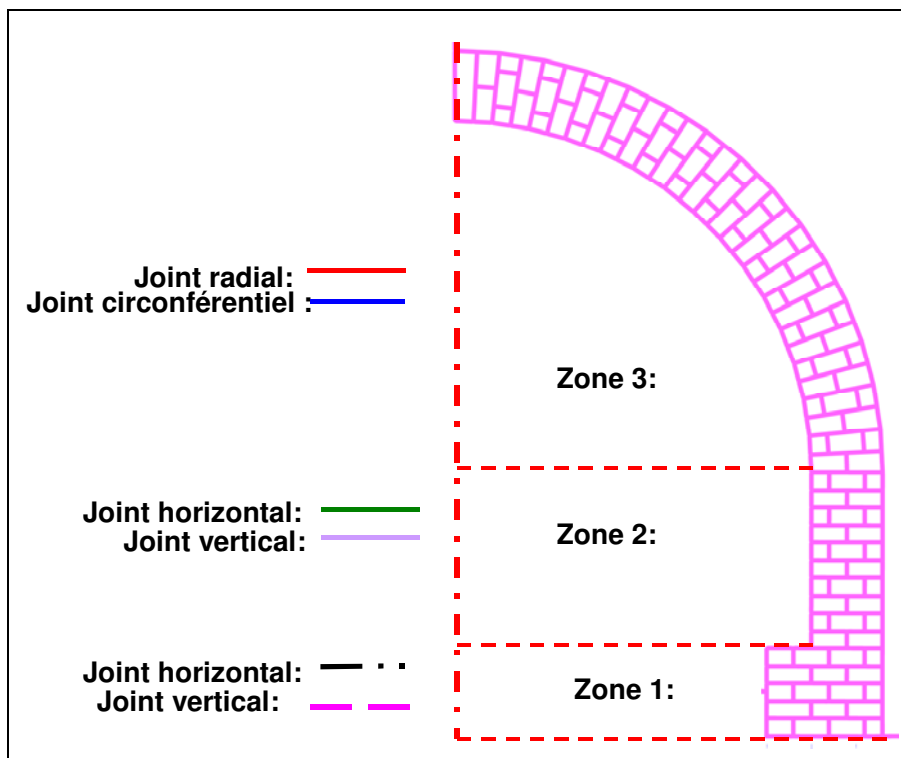


Figure 94. Répartition des joints, modèle 1

La zone 1 correspond à la base du soutènement, elle comporte deux types de joints :

- Joints horizontaux ;
- Joints verticaux.

La zone 2 correspond au pied droit du soutènement, elle comporte aussi deux types de joints :

- ❑ Joints horizontaux ;
- ❑ Joints verticaux.

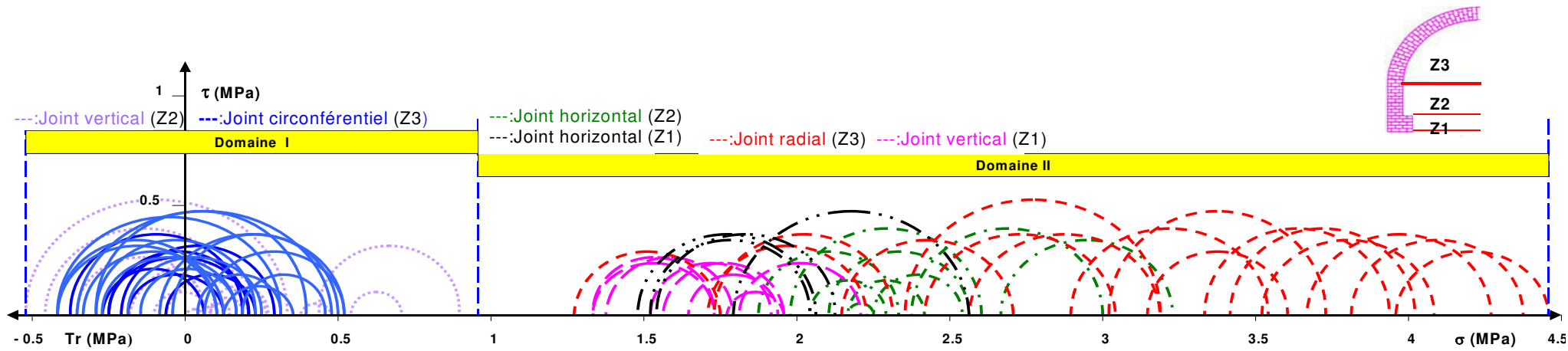
La zone 1 correspond à la voûte du soutènement, elle comporte deux types de joints :

- ❑ Joints radiaux ;
- ❑ Joints circonférentiels.

Pour analyser le comportement mécanique de l'ensemble des joints, nous avons tracé les cercles de Mohrs pour chaque joint de la structure de la maçonnerie, en considérant que la contrainte normale ( $\sigma_n$ ) est le centre de cercle de Mohr et son rayon correspond à la contrainte tangentielle de cisaillement ( $\tau$ ). Par conséquent, nous avons obtenu la figure 95.

Après la figure 95, on peut évaluer l'influence de l'évolution de certains paramètres mécaniques des joints (JC, JT et  $J\phi$ ) sur le comportement mécanique de soutènement.





Paramètre	Influence	
JTr	Potentiellement influente	Non-influente
JC	Potentiellement influente	Potentiellement influente
J $\phi$	Potentiellement influente	Non-influente

*JC: Cohésion de joints, JTr: Résistance à la traction de joints, J $\phi$ : Angle du frottement de joints*

Figure 95. Cercles de Mohr des contraintes induites aux joints de maçonnerie (modèle 1 composé de blocs réguliers)

Le tableau au-dessous des cercles de Mohr sur la figure 95 distingue différentes zones d'influence en fonction de l'évolution des paramètres étudiés.

Nous pouvons déterminer trois facteurs qui contrôlent l'influence des paramètres :

- ❖ La diminution de paramètres (JC, JT et  $J\phi$ ) ;
- ❖ Le positionnement de joint sur la section de tunnel (zone 1, 2 ou 3) ;
- ❖ L'orientation du joint (horizontal, vertical ou circonférentiel).

Nous avons marqué deux domaines principaux des contraintes sur la figure 95

Dans le premier domaine à gauche l'évolution des trois paramètres influence significativement le comportement mécanique des joints et les joints concernés sont principalement :

- ❖ Les joints verticaux de la voûte du tunnel (calotte, rein) localisés principalement dans la zone 3 sur la figure 94 ;
- ❖ Les joints verticaux du sommet du piédroit localisés dans la zone 2, figure 94.

Ces joints subissent des contraintes de compression et des contraintes de traction qui expliquent l'influence significative de l'évolution de la cohésion, de la résistance à la traction et de l'angle du frottement des joints concernés.

Dans le deuxième domaine à droite, les joints concernés subissent des contraintes de compression pure. En conséquence nous remarquons une absence totale de l'influence de l'évolution de la résistance à la traction et de l'angle du frottement, le seul paramètre pouvant intervenir étant la cohésion des joints.

Les joints concernés appartiennent aux zones 1, 2 et 3 sur la figure 94 :

- ❖ Les joints radiaux de la voûte, zone 3 ;
- ❖ Les joints horizontaux des zones 1 et 2 ;
- ❖ Les joints verticaux de la zone 1 ;
- ❖ Certains joints radiaux ou verticaux de la zone 2 et 3.

Cette analyse montre que l'évolution la cohésion d'un joint influence directement son comportement mécanique. Par contre, l'influence de la résistance à la traction et de l'angle de frottement des joints dépend de la position de joint dans la section de la structure en maçonnerie.

Nous avons présenté donc dans cette partie une première approche d'analyse du comportement mécanique de joints et une première évaluation de l'influence de certains paramètres mécaniques de joints sur le comportement mécanique du soutènement.

## 5.11 Conclusion

Les tunnels maçonnés, présentent des caractéristiques spécifiques au regard de leur géométrie et de la forme de leur section. Les éléments bibliographiques, les données de la base de

données et la méthode des éléments distincts, nous ont permis d'élaborer deux modèles numériques représentatifs de tunnels maçonnés.

Comme tout ouvrage de génie civil, les ouvrages souterrains, en particulier les tunnels maçonnés, subissent une évolution du comportement mécanique dans le temps. Cette évolution résulte de la dégradation des matériaux constitutifs de la maçonnerie, ainsi que de l'évolution du terrain encaissant et de l'environnement.

Ce travail a montré que l'étude de l'influence de certains facteurs est possible grâce à la modélisation numérique en s'appuyant sur la technique des plans d'expériences.

Grâce à l'analyse de la variance, aux surfaces de réponse et à la régression linéaire multiple, nous avons montré que le changement d'un ou plusieurs paramètres ou propriétés mécaniques de moellons ou de joints peuvent influencer le comportement mécanique de la maçonnerie.

Ces analyses nous ont permis d'identifier puis de quantifier l'influence de l'évolution de trois facteurs exprimant le comportement mécanique de la maçonnerie des ouvrages souterrains.

Concernant les blocs de la maçonnerie, nous avons étudié l'influence de : la cohésion, l'angle du frottement et la résistance à la traction. Les résultats ont montré que seuls deux paramètres ont une influence importante sur le comportement du soutènement par maçonnerie. Ils s'agit de la cohésion et de l'angle de frottement des moellons. Par ailleurs l'influence de l'évolution de la cohésion est beaucoup plus importante que celle de l'angle du frottement interne.

Concernant les joints de la maçonnerie, les résultats obtenus montrent que l'évolution des trois paramètres étudiés (cohésion, angle de frottement et résistance à la traction) conduit à des modifications en ce qui concerne le comportement mécanique de joints. L'influence relative des facteurs change en fonction de la position des joints sur la section du soutènement en maçonnerie.

**Conclusion générale et perspective**

## 6.1 Conclusion générale

Parmi les ouvrages d'art, les tunnels et les ouvrages souterrains constituent des solutions idéales pour résoudre les problèmes liés au transport, à la communication et au stockage des matériaux. La topographie, l'exiguïté des territoires disponibles et les exigences de la protection des sites et de l'environnement conduisent à rechercher des tracés souterrains pour les nouvelles infrastructures de transports routiers et ferroviaires. Les contraintes urbaines et environnementales dans les grandes villes imposent aussi le recours de plus en plus aux ouvrages souterrains.

Les ouvrages souterrains sont des projets coûteux, leur réalisation nécessite la collaboration de plusieurs spécialistes dont le rôle est d'assurer chaque étape de projet. Grâce au progrès scientifique, les techniques et les méthodes de conception et de construction des ouvrages souterrains se sont beaucoup développées et améliorées au cours du temps. Néanmoins, le risque fait toujours partie de chaque étape d'un projet souterrain, le calcul, le choix de la méthode d'exécution, du soutènement convenable, du système du drainage et du type de ventilation sont conçus en fonction des conditions topographiques, géologiques et géotechniques.

Le retour d'expérience et la retro analyse des projets antérieurs sont souvent employés dans le domaine de la construction en souterrain. Ils contribuent au perfectionnement des éventuels projets. Ils permettent également d'éviter des accidents indésirables et de diminuer en conséquence le coût total et le temps d'exécution de travaux.

Après avoir constaté les risques et les aléas liées à l'instabilité des tunnels et des ouvrages souterrains, grâce une recherche bibliographique (retour d'expérience) nous avons réalisé une base de données comportant plus de 230 cas d'instabilité rencontrés dans des tunnels et des ouvrages souterrains au niveau mondial. La majorité des ouvrages de la base de données sont des tunnels urbains destinés au transport routier et ferroviaire.

La base de données sépare les phénomènes d'instabilité en cinq groupes principaux en fonction de la nature de l'accident et l'importance de ses impacts. On distingue donc :

- ❖ Des effondrements structuraux partiels ou totaux ;
- ❖ Des désordres (chutes de blocs, fissurations, éboulements..) ;
- ❖ Des fermetures extrêmes (convergences) ;
- ❖ Des inondations ;
- ❖ Des tassements en surface ou des tassements différentiels dans les tunnels immergés.

Ces phénomènes d'instabilité ont été caractérisés par deux groupes de variables :

- ❖ Un premier groupe de variables qualitatives caractérisant l'identité de l'ouvrage endommagé, le terrain encaissant, la topographie, les causes d'accidents, le mode de soutènement ou le type du revêtement et la forme de section de l'ouvrage.
- ❖ Un deuxième groupe de variables quantitatives caractérisant la profondeur, le diamètre et la longueur de l'ouvrage.

---

Plusieurs analyses statistiques ont été effectuées sur la base de données dont l'objectif est de montrer le contenu de la base de donnée et en particulier de mettre en évidence :

- ❖ La crédibilité de la base de données ;
- ❖ Les relations entre les phénomènes d'instabilité et ces variables explicatives ;
- ❖ L'analyse des causes des accidents survenus notamment et ses origines notamment celles qui sont liée aux conditions géotechniques (nature de terrain encaissant) ;
- ❖ Une évaluation des impacts socio-économiques des instabilités rencontrées dans les ouvrages souterrains.

En outre, la base de données constitue une référence des accidents liés aux instabilités des ouvrages souterrains qui permet aux chercheurs d'analyser des cas spécifiques ou de comparer entre différents cas d'accidents ce qui aide à améliorer la connaissance et de tirer des leçons lors de la construction des ouvrages souterrains analogues aux ouvrages disponibles dans la base de données.

Dans un deuxième temps, des analyses plus approfondies des données (des analyses factorielles des correspondances AFC) ont été effectuées sur les phénomènes d'instabilité. L'objectif principal est de découvrir les liaisons de correspondance (phénomènes-variables).

Les résultats ont permis de lier chaque phénomène d'instabilité avec toutes les modalités de ses variables explicatives, ce qui nous a permis de constituer un portrait-robot correspondant chaque phénomène d'instabilité. Nous avons constaté que les ouvrages soutenus par maçonnerie sont liés aux plusieurs types d'instabilité (désordres)

L'étude a été poursuivie donc sur l'analyse du comportement des ouvrages maçonnés. Tout d'abord nous avons cherché à déterminer les origines et les mécanismes de processus de la dégradation de roches et de matériaux de la construction en fonction de temps, en suite nous avons abordé l'évolution du comportement mécanique des tunnels dans le temps en montrant les différents types de désordres survenus dans les tunnels maçonnés.

Grâce aux cas correspondant aux ouvrages maçonnés dans la base de données et à l'aide de la méthode des éléments distincts appliquée par le code de calcul Udec, nous avons proposé deux modèles de références des tunnels soutenus par maçonnerie, les données géologiques et géotechniques ont été sélectionnées en respectant les intervalles de variations issues de la bibliographie.

Après avoir analysé le comportement mécanique de la structure du soutènement en maçonnerie, nous avons proposé une hypothèse pour étudier le comportement des ouvrages maçonnés en fonction de caractéristiques mécaniques qui peuvent varier au cours du temps.

Après avoir déterminé les paramètres mécaniques qui peuvent avoir évolué en fonction de temps, nous avons sélectionné cinq paramètres de blocs pour étudier leurs influences sur le comportement mécanique du soutènement en maçonnerie. Ces paramètres sont :

- ❖ La cohésion de blocs ;

- ❖ La résistance à la traction de blocs ;
- ❖ L'angle de frottement de blocs.
- ❖ Le module d'élasticité de blocs ;
- ❖ Le poids volumique de blocs.

Pour exprimer l'évolution des trois paramètres mécaniques déterminants (la cohésion, la résistance à la traction et l'angle de frottement) de blocs en maçonnerie, nous avons proposé un plan factoriel d'expérience complet (à 27 essais). Chaque essai a été simulé numériquement, en conséquence nous avons trouvé une réponse significative qui exprime l'évolution du comportement de la maçonnerie, il s'agit du nombre des blocs plastifiés.

L'analyse de résultats a été réalisée par plusieurs techniques analytiques :

- ❖ Analyse graphique élémentaire ;
- ❖ Analyse en surfaces de réponse ;
- ❖ Analyse de la variance ;
- ❖ Modélisation par régression multiple.

Ces analyses ont donné des conclusions analogues. Nous avons constaté que la cohésion est le facteur la plus influençant du comportement du soutènement en maçonnerie puis l'angle de frottement, en revanche, la résistance à la traction n'avait pas montré une influence significative.

L'étude de l'influence de l'interaction de trois paramètres a montré que l'influence de l'interaction de la cohésion et le frottement de blocs est le plus influençant sur le comportement du soutènement du tunnel. L'interaction de la cohésion et la résistance à la traction, par contre l'interaction de la résistance à la traction et de l'angle de frottement est jugé comme non influençant.

Les résultats des simulations exprimant l'évolution du module d'élasticité et le poids volumique des blocs montrent que le modèle maintient sa stabilité (la maçonnerie a un comportement élastique). Le changement du comportement réside dans une évolution minime du champ de contraintes et de champ de déplacement de soutènement.

L'analyse de contraintes induites aux joints, nous a permis d'évaluer l'influence de la cohésion, de l'angle du frottement et de la résistance à la traction des joints. Cette analyse a montré que l'évolution la cohésion d'un joint influence directement son comportement mécanique, par contre, l'influence de la résistance à la traction et l'angle du frottement de joints dépende la position du joint sur la section de la structure en maçonnerie.

En ce qui concerne l'évolution du comportement du terrain encaissant en fonction de l'évolution des paramètres étudiés, aucune influence significative des paramètres sur le comportement mécanique de terrain n'a été détectée.

## 6.2 Perspective

La perspective de cette recherche vise à développer et alimenter en permanence, la base de donnée par des nouveaux cas d'instabilité des tunnels et des ouvrages souterrains et de chercher à intégrer des nouvelles données et variables caractérisant, notamment, le phénomène d'instabilité, la géométrie de l'ouvrage endommagé et les terrains encaissants;

La partie mécanique a été consacrée pour étudier l'influence de certaines propriétés mécaniques de soutènement en maçonnerie sur le comportement du tunnel et nous allons essayer d'intégrer d'autres paramètres mécaniques de la maçonnerie (moellons et joints), tel que le coefficient de Poisson et la résistance au cisaillement pour étudier leur influence sur le comportement mécanique de soutènement en maçonnerie et en conséquence sur la stabilité de l'ouvrage.

A leur tour, les propriétés mécaniques du terrain encaissant évoluent en fonction de temps notamment en fonction de conditions hydrologiques, la perspective de ce travail tentera d'étudier l'influence de l'évolution de propriétés mécaniques (notamment le poids volumique) du terrain encaissant sur le comportement de soutènement et la stabilité de l'ouvrage.



**Bibliographies**

---

## Références Bibliographies

---

Anderson J.1998.

Minimising underground construction risks requires maximum engineering efforts,  
Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 13, No 4, pp. 365-368.

AFTES 1, Association Française des Travaux en Souterrain, 2003.

Caractérisation des massifs rocheux utiles à l'étude et la réalisation des ouvrages souterrains,GT1, 88 pages.

AFTES 2, Associations Françaises des Travaux en Souterrain, 2003.

Cicatrisation of rock masses useful for the design and the construction of underground constructions, Tunnel et ouvrages souterrains No. 177, pp. 2-492.

Anon, 1995.

The description and classification of weathered rocks for engineering purposes.  
Geological Society Engineering Group Working Part Report.  
Quarterly Journal of Engineering Geology, 28, pp. 207-242.

Auvray, 2003.

Viellissement et comportement rhéologique du gypse- Thèse de Doctorat de l'INPL, 265 pages.

Atkins W. S., and others, 2006.

The risk to third parties from bored tunnelling in soft ground  
Research report 453, Crown publications, 78 pages.

Ayaydin N., 2001.

Istanbul Metro collapse investigations, World Tunnelling, Vol.14, No.10, pp.490- 492.

Baynes F.J. and W.R. Dearman 1978.

The relationship between the microfabric and the engineering properties of weathered granite,  
Bulletin of International Association of Engineering Geology, 18, pp. 191-197.

Berest P., Weber P., 1988.

La thermomécanique des roches. *Ed. BRGM*, N° 16, Coll.Manuels et Méthodes, 327 pages.

Bicanic N., Stirling C., Pearce C.J., 1995.

Discontinuous modelling of masonry bridges, *Comp. Mech.*, Vol. 31, pp. 293-314.

Bicanic N., Stirling C., Pearce C.J, 2002.

Discontinuous Modelling of Structural Masonry.  
Fifth World Congress on Computational Mechanics, Vienna, Austria, 18 pages.

Boscardin M.D.et Cording E.J.,1989.

Building response to excavation induced settlement  
Journal of geotechnical engineering. ASCE, Vol. 115, No 1, pp.1-21.

- Brookes C. L. and Mullett P. J., 2004.  
Services load testing, numerical simulation and strengthening of masonry arch bridges, CIMNE, Barcelona, 10 pages.
- Burland, J. B. et Wroth, C. P., 1974.  
Settlement of buildings and associated damage. Proc. Conf. 'Settlement of Structures', Cambridge, Pentech Press (published 1975, London), pp 611 - 651.
- Burland, J. B., 1995.  
Assessment of risk of damage to buildings due to tunnelling and excavation, Proc. 1st Int. Conf. Earthquake Geot. Eng., IS-Tokyo.
- Carrol D., 1970.  
Rock weathering. Plenum Press, New York-London, 203 pages.
- Chene G. Bastian G., Brunjail C., Laurent J.P., 1999.  
Vieillissement accéléré de bloc de tuffeau en laboratoire sous l'effet de cycles d'imbibition – séchage. Matériaux et constructions, Vol. 32, pp. 525-532.
- Castellanza R., 2002.  
Modelling weathering effects on the mechanical behaviour of bonded geomaterials. Report, Milan University of Technology, department of structural engineering, 40 pages.
- CETu (Centre d'étude des tunnels), 2004.  
Le catalogue des désordres, Guide de l'inspection du génie civil des tunnels. Centre d'étude des tunnels. ISBN: 2110847492, pp. 8-24.
- CETu (Centre d'étude des tunnels), 2004.  
Le fascicule amovible, Guide de l'inspection du génie civil des tunnels. Centre d'étude des tunnels. ISBN: 2110847492. 80 pages.
- Courbon J. et Theillout N.J., 2005.  
Résistance des matériaux,  
Article de technique de l'ingénieur. <http://www.techniques-ingenieur.fr/>, pp.78-89.
- Chambron E., Piquand, J.L., ERAUD, J. 1978.  
La maintenance des tunnels à la SNCF. *Tunnels et ouvrages souterrains*, No.26, pp. 201-206.
- Chigira M., Omayya T., 1999.  
Mechanism and effects of chemical weathering of sedimentary rocks, *Engineering Geology*, (Eng. geol.) ISSN 0013-795255, pp. 3-14.
- Dartevél G. 2001.  
Entretien et rénovation des tunnels, Rapport université de Savoie-Technolac. 40 pages.
- David C.H, Mosteller F., John W. Tukey, 1992.  
Fundamentals of Exploratory Analysis of Variance, *Journal of the American Statistical Association*, Vol. 87, No. 420, pp. 1239-1240.
- Dowdy Sh., Wearden S., Chilko D., 2004.

Statistics for research, Third edition, Chapter 9: Distributions of Two Variables, a John Wiley & Sons, Inc. publication, pp.211-256.

England Research, Inc., 2006  
/ 802-296-2401 / info@ner.com / [www.ner.com](http://www.ner.com). 2 pages

ESO: Transactions, American Geophysical Union, 2004.  
Proposed Initiative Would Study Earth's Weathering Engine, Vol. 85, No. 28, pp.265–272.

Fabre G., 2005.

Fluage et endommagement des roches argileuses évolution de la microstructure et modélisation phénoménologique, thèse doctorat, l'université Joseph Fourier-Grenoble, 330 pages.

Francois D., Pineau A., Zaoui A., 1995.

Comportement mécanique des matériaux, Tome2 : Viscoplasticité, endommagement, mécanique de la rupture, mécanique du contact, Éditions Hermès, Paris. 495 pages.

Ford T.E., Augarde C.E. and S.S. Tuxford, 2003.

Modelling masonry arch bridges using commercial finite element software, the 9<sup>th</sup> International Conference on Civil and Structural Engineering Computing, Netherlands, 20 pages.

Gatelier N., 2001.

Étude expérimentale et théorique de l'endommagement des roches anisotropes. Thèse de doctorat, Grenoble.

Gesta 1 P., 1, 1994.

Travaux souterrains,  
Article de technique de l'ingénieur. <http://www.techniques-ingenieur.fr/>, 35 pages.

Grasso P., Chiriotti E. et Xu S., 2004.

La maîtrise des risques, une approche indispensable dans le développement des études de tunnels en terrains difficiles.

Revue française de géotechniques, No 109, pp. 3-21.

Grasso P., Mahtab A., Kalamaras G., Einstein H.H., 2002.

On the development of a Risk Management Plan for Tunnelling.

AITES-ITA DOWNUNDER 2002 - 28th ITA General Assembly and World Tunnel Congress Sydney, 5 pages.

Greenacre M., 1984.

Theory and Applications of Correspondence Analysis, Academic Press, New York.

Griggs, 1967.

Hydrolytic weakening of quartz and other silicates, Geophys. J. R. Astr. Soc., 14, pp. 19-31.

Giuriani E., Gubana A. and Arengi A., 2001.

Structural rehabilitation of masonry vault, Proceedings from the UNESCO-ICOMOS Millennium Congress, Paris, 6 pages.

Gonze P., 1988.

Techniques de calcul utilisées en congélation des terrains, in La thermomécanique des roches, Manuels et Méthodes, BRGM, Vol.16.

Hencher S.R., Ebuk. E.J., Abrams J.H. and Lumsden A.C., 1990.

Field description and classification of hydrothermally altered granite from SW England". *10th Southeast Asian geotechnical Conference*, 16-20 April, Taipei, pp. 303-308.

Heiko P., Wannick, 2006.

The Code of Practice for Risk Management of Tunnel Works, Future Tunnelling Insurance from the Insurers Point of View, ITA Conference Seoul, 26 pages. : <http://www.ita-aites.org>

Hoek E., 2000.

Practical Rock engineering. Chapter 11, Rock mass properties. *rocscience.com on line*, pp.161-203.

Hoek E. and Brown, E.T., 1997.

Practical estimates on rock mass strength. *Int. J. Rock Mech. & Mining Sci. & Geomechanics*, Vol. 34 No. 8, pp. 1165-1186.

Hoxha D., Auvary C., Homand F., Giraud A., Didier C., 2003.

Modélisation du comportement à long terme d'un gypse, 16 ème Congrès Français de Mécanique, Nice, 6 pages.

Hughes T.G., Davies A.W., 1998.

The influence of soil and masonry type on the strength of masonry arch bridges, proc, sec, int. arch bridge conf., A. sinopoli Ed., pp. 321-330.

Idris J., Al Heib M., Verdel T., 2004.

Base de données des accidents et des incidents survenus dans les ouvrages souterrains. *Tunnels et ouvrages souterrains*, No. 182, pp.363- 368.

Irfan T.Y. and Dearman W.R., 1978.

Engineering classification and index properties of a weathered granite". *Bulletin of International Association of Engineering Geology*, 17, pp. 79-90.

Itasca 1, 2000.

UDEC Universal Distinct Elements Code Manual, Chapter 1, Introduction, Itasca Consulting Group, Inc. pp.1-18.

Itasca 2, 2000.

UDEC Universal Distinct Elements Code Manual, Chapter 3, Problem solving with UDEC, Itasca Consulting Group, Inc. pp.3-103.

Janssen H.J.M., 1997.

Structural Masonry, Numerical studies with UDEC. Centre for civil engineering research and codes. A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, ISBN 90 5410680 8, pp. 96-106.

Kerisel J., 1975.

Old structures in relation to soil conditions, *Geotechnique*, Vol. 25, No.3. p 433-483.

- Lama R.D., Vutukuri V.S., 1978.  
Handbook on mechanical properties of rocks, Vol. 2, Chap. 6 : Static Elastic Constants Rock, Trans. Tech. publications, pp. 623-624.
- Lebart L., Morineau A., Piron M. 1995.  
Statistique exploratoire multidimensionnelle. Dunod, Paris, 493 pages.
- Leitner. A., 2001.  
The fire catastrophe in the Tauern Tunnel: experience and conclusions for the Austrian guidelines, *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol 16, Issue 3, pp. 217-223.
- Levy M., 2000.  
La prise en compte du risque dans les matériaux et les ouvrages cas des tunnels, Risque et génie civil, actes du colloque, Paris, UNESCO, Presses de l'école nationale des ponts et chaussée, pp. 427- 451.
- Limos J., Hart R., Lorig L., 1987.  
Dynamic analysis of discontinua using the distinct element method, 6th international congress on rock mechanics, Montreal. Vol. 2, pp. 1079-1084. Rotterdam: Balkema and the Canadian Rock Mechanics Association/CIM/CGS.
- Loughnan F.C., 1969.  
Chemical weathering of the silicat minerals. New York, American Elsevier Publishing Company, Inc., New York, 149 pages.
- Lourenço P.B., 2001.  
Analysis of historical constructions: From thrust-lines to advanced simulations, Historical Constructions P. Roca (Eds.) Guimarães, pp. 91-116.
- Martinet G., 1992.  
Grés et mortiers du temple d'Amon à Karnak (Haut Egypte). Etude des altérations, aide à la restauration. *LCPC*, 188 pages.
- Mair R.J., Taylor R.N., et Burland J.P., 1996  
Prediction of ground movements and assessment of risk of building damage due to bored tunnelling. Proc. Int. Symp. Geotechnical Aspects of Underground Constructions in Soft Ground , London .rotterdam, Malkema : pp. 713-718.
- Mercusot A., Morineau, J., 1999.  
Rehabitations du tunnel du Galibier, *Tunnels et ouvrages souterrains*, No155. pp. 295-308.
- Millot G., 1964.  
Géologie des argiles. Masson, Paris, Vol. 1, 499 pages.
- Mitchell JK., 1991.  
Conduction phenomena: from theory to geotechnical practice, *Géotechnique*, Vol. 41, No. 3, pp. 299-340.
- Oggeri C., Ova G., 2004.  
Quality in tunnelling: ITA-AITES Working Group 16 Final reports, *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol 4, pp. 239-272.

- Pauly J.P., 1990.  
Altération de la pierre en oeuvre en relation avec la climatologie et l'architecture . simulation et produits de protection. Mémoire de thèse doctorat, INPL, Nancy, 310 pages.
- Patra by pass Tunnel, 2004.  
<http://www.civil.ntua.gr/ggeotechposttunnel2/tunnel-failures/tsld014.htm>
- Pedhazur, E.J., 1997.  
Multiple regression in behavioural research, third edition, Chapter 5, Multiple regression, New York: Harcourt Brace College Publishers. ISBN 0-03-072831-2, p. 95-135.
- Peck R. B., 1969.  
Excavations and tunnelling in soft ground, stat of the art report.7<sup>th</sup> *Int. Conf. Soil Mech. And Fdn Engng, Mexico*, pp. 225-290.
- Peng S., Podnieks E.R., 1972.  
Relaxation and the behavior of failed rock, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol. 9, pp. 699-712
- Push, R. 1993.  
Mechanism and Consequences of creep in cristalline rock, In *Comprehensive Rock Engineering*, Vol. 2, Pergamon Press, pp. 227-241.
- Raffard D. 1, 2000.  
Modélisation de structures maçonnées par homogénéisation numériques non linéaire, applications aux ouvrages d'intérêt archéologique, thèse INPL, pp. 4-16.
- Raffard D. 2, 2000.  
Modélisation de structures maçonnées par homogénéisation numérique non linéaire : Applications aux ouvrages d'intérêt archéologiques. *Thèse, INPL*, chapitres 3, PP. 45-65.
- Rauch H., White W.B. 1970.  
Lithologie controls on the development of solution porosity in carbonate aquifers. *Water Resources Researche*, N. 6, pp. 1075-1192.
- Rauch H., White W.B., 1970.  
Dissolution kinnets of carbonate rocks. Efects of lithology on dissolution rate. *Water Resources Researche*, Vol.13, pp. 381-394.
- Reiche P., 1950.  
A survey of weathering of rocks. New Maxico University Publication in Geology, University of New Mexico Press, 96 pages.
- Richardes J.A, 1998.  
Inspection, Maintenance and Repaire of tunnels, *International lessons and practice. Tunnelling and Underground Space Technology*, V. 13, No.4, pp. 369-375.
- R T A, Russian Tunnelling Association, 1997.  
Accidents and emergency situation during the construction of transportation and subway tunnels, Moscow, 184 pages.
- R T A, Russian Tunnelling Association, 2000.

Accidents in Transportation and Subway Tunnels: Construction to Operation, ELEX-KM Publishers Moscow, ISBN: 5-93815-002-7.

Sandstrom G. E., 1963.

The history of tunnelling, Underground Workings Through the Ages London: Barrie and Radcliff, 426 pages.

Sauer, 2004.

(A38 Saltash tunnel) <http://www.dr-sauer.com>.

Sorgi C., Didier C., Souley M., Auvray C., Homand F., Gennaro V., 2004.

Contrebuton méthodologique et expérimentale à l'étude de la diminution de la résistance des massifs rocheux par vieillissement, Rapport INERIS, 132 pages.

Siemes A.J.M, 1994.

Numerical studies with UDEC. Structural Masonry, Centre for Civil Engineering Research and Codes, ISBN 90 54 10 680 8. pp. 96-107.

Stead D., J.S. Coggan and J.H. Howe, 2000.

Engineering geology and hazard assessment of excavated china clay slopes. *Geoscience in south-west England*, 10, pp.72-76.

Sumon S. K. and Ricketts N., 1995.

Strengthening of Masonry Arch Bridges. Chapter in Arch Bridges. Publ Thomas Tellord, London.

Tymfristos tunnel, 2003.

<http://www.civil.ntua.gr>.

Valluzzi M.R., Binda L., Modena C., 2004.

Mechanical behaviour of historic masonry structures strengthened by bed joints structural repointing. *Construction and Building Materials* Vo19, pp. 63-73.

Van Eeckhout E. M., 1976.

The mechanisms of strength reduction due to moisture in coal mines shales. *Int.J. Rock mech.min.Sci. geomech. Abst. Vol. 13*, pp. 61-67.

Vasarhelyi B., 1999.

Shear failure in rock using different constant normal load. *Periodica polytechnica ser. Vol .43*, No. 2, pp. 179-186.

Verdel T., 1993.

Géotechnique et monuments historiques, méthodes de modélisations appliquées à des cas égyptiens. Thèse, INPL, Nancy, pp.87-88.

Verdel et Abdallah, 2005.

Etude du comportement d'un mur en maçonnerie sous l'effet d'un mouvement du terrain induit par un affaissement minier. Rapport, (Laego, Total), 39 pages.

Verdel T., Bigarré P., 1999.



Modélisation de tunnels anciens avec le logiciel UDEC. Rapport INERIS, Société SIMECSOL, pp. 1-12.

Verdel T., EL-Shabrawi A., 2008.

La modélisation numérique des ouvrages en maçonnerie. - In Durabilité des ouvrages en maçonneries. Hermes (A paraître). 17 pages.

Walczak B. and Massart D. L., 2001.

Dealing with missing data: Part I. Chemometrics and Intelligent Laboratory Systems, Volume 58, Issue 1, 28 September, pp. 15-27.

Walczak B. and Massart D. L., 2001.

Dealing with missing data: Part II. Chemometrics and Intelligent Laboratory Systems, Volume 58, Issue 1, 28 September, pp. 29-42.

Wangt. T., Huang T.H., 2002.

An experience of tunnelling in mudstone area in southwestern Taiwan, *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol 17, Issue 4, pp. 425-436.

Watelet J.M., 1996.

Méthode d'analyse et diagnostique des conditions des stabilités des carrières souterraines. Mémoire de diplôme d'ingénieur ISAM.SNAM, Paris.

Wiid B.L., 1967.

The influence of moisture upon the strength behaviour of rock, Ph.D. Thesis. University of Witwatersrand, 184 pages.

Whittaker B.N., Singh R.N, Sun G., 1992.

Rock Fracture Mechanics: Principles, design and applications, Developpements in Geotechnical Engineering, Vol. 71, Elsevier Science Publication, pp.212-223.

Winkler E.M., Singer P.C., 1975.

Crystallisation pressure of salts in stone and concrete . *Geol. Soc. America Bull.*, Vol. 83, pp. 3507- 3514.

Yoshida N., 1996.

Survey and restoration of the daikai subway station damaged during the 1995 Hoboken-Nambu earthquake, *Tunnels et ouvrages souterrains*, No 138, pp 363-371.

Zihri G., 2004.

Risques liés aux ouvrages souterrains, construction d'une échelle dommages, Thèse, LAEGO-INPL, Nancy, France, pp.79-111.

---

**Liste de figures**


---

FIGURE 1. TUNNELS CONSTRUITS ENTER 1999 ET 2004 DANS LE MONDE (ATKINS ET AL., 2006)	8
FIGURE 2. FORME DE LA CUVETTE DE TASSEMENT (MAIR ET AL.,1996)	11
FIGURE 3. DEFORMATION D'UN BATIMENT DU DU TASSEMENT PROVOQUE PAR LE CREUSEMENT D'UN TUNNEL (MAIR ET AL.,1996)	12
FIGURE 4. REPARTITION MONDIALE DES CAS D'INSTABILITE DE LA BASE DE DONNEES	17
FIGURE 5. EFFONDREMENT DE LA ROUTE NATIONALE AU-DESSUS DE STATION DE METRO DE DAIKAI ENDOMMAGEE PAR UN TREMBLEMENT DE TERRE (JAPON, 1995), (YOSHIDA ET AL., 1996)	18
FIGURE 6. TUNNEL DE PATRA AVANT ET APRES L'EFFONDREMENT (GRECE, AOUT 1998), (PATRA, 2004)	18
FIGURE 7. TUNNEL DE A38 SALTASH (R.U, 1997), FISSURATIONS SUR LES PAROIS (SAUER, 2004)	19
FIGURE 8. DEGRADATION DANS LE TUNNEL DE TAUERN EN AUTRICHE APRES SON INCENDIE, (LEITNER, 2001)	19
FIGURE 9. ARRIVEE D'EAU GELEE DANS LE TUNNEL DE GALIBIER, (MERCUSOT <i>ET AL</i> , 1999)	19
FIGURE 10. INONDATION DU TUNNEL DE WUSHANTOU, JAPON 1992, (WANGET ET AL., 2002)	20
FIGURE 11. RUPTURE DE SOUTENEMENT DU TUNNEL ROUTIER DE TYMFRISTOS A CAUSE D'UNE FORTE CONVERGENCE (TYMFRISTOS, 2003)	21
FIGURE 12 . STRUCTURE DE LA BASE DE DONNEES	21
FIGURE 13. PYRAMIDE, ECHELLE D'EVALUATION D'IMPACTS	25
FIGURE 14. PRESENTATION TYPIQUE D'UN INDIVIDU DE LA BASE D'ILLUSTRATIONS, (IMAGES PROVENANT D'AYAYDIN, 2001)	28
FIGURE 15. REPARTITION DES REFERENCES	30
FIGURE 16. TRI CROISE (PHENOMENES- POIDS D'INFORMATION, 7 : <i>CREDIBILITE MAXIMALE</i> , 1 : <i>CREDIBILITE MINIMALE</i> )	32
FIGURE 17. REPARTITION DES PHENOMENES D'INSTABILITE DANS LA BASE DE DONNEES	34
FIGURE 18. PHASE D'APPARITION DES PHENOMENES D'INSTABILITE	35
FIGURE 19. PHENOMENES D'INSTABILITE SELON LA FONCTION DE L'OUVRAGE	35
FIGURE 20. PHENOMENES D'INSTABILITE SELON LE TYPE DU SOUTENEMENT	36
FIGURE 21. PHENOMENES D'INSTABILITE ET LA NATURE DU TERRAIN	37
FIGURE 22. PHENOMENES D'INSTABILITE SELON LA TOPOGRAPHIE DU SITE	38
FIGURE 23. IMPACTS SOCIOECONOMIQUES DES PHENOMENES D'INSTABILITE	38
FIGURE 24. PHENOMENES ET LA METHODE DU CREUSEMENT	39
FIGURE 25. MULTI – DIAGRAMMES POUR LES DONNEES QUANTITATIVES (DIAMETRE, LONGUEUR, PROFONDEUR)	40
FIGURE 26. MULTI – DIAGRAMMES POUR LES DONNEES QUANTITATIVES (DIAMETRE, LONGUEUR, PROFONDEUR)	41
FIGURE 27. CAUSES D'EFFONDREMENTS DES OUVRAGES SOUTERRAINS	42
FIGURE 28. CAUSES DE DESORDRES DES OUVRAGES SOUTERRAINS	43
FIGURE 29. PRINCIPE DE L'ANALYSE FACTORIELLE DE CORRESPONDANCES	45
FIGURE 30. PROJECTION DES NUAGES DES POINTS DANS LES PLANS FACTORIELS	46
FIGURE 31. PROJECTION DES POINTS SUR LE SEUL AXE FACTORIEL	47
FIGURE 32. PROJECTION DES PHENOMENES EN FONCTION DES MODES DE SOUTENEMENT DANS LE PLAN (1-2)	48

FIGURE 33. PROJECTION DES PHENOMENES EN FONCTION DE LA PROFONDEUR DANS LE PLAN (1-2).....	49
FIGURE 34. PROJECTION DES PHENOMENES EN FONCTION DE LA RESISTANCE DES TERRAINS DANS LE PLAN (1-2) .....	50
FIGURE 35. AUGMENTATION DE SURFACE EXPOSEE AUX ACTIONS CHIMIQUES ET BIOLOGIQUES, DUE A L'ACTION MECANIQUE, (ESO, 2004) .....	59
FIGURE 36. SCHEMA DU PROCESSUS D'ECAILLAGE PAR ALTERNANCE DE CYCLES DISSOLUTION / RECRISTALLISATION (MARTINET, 1992) .....	60
FIGURE 37. RESISTANCE A LA COMPRESSION EN FONCTION DU DEGRE DE SATURATION (WIID,1967 ET WATELET,1996).....	64
FIGURE 38. DIMINUTION DE LA RESISTANCE A LA COMPRESSION ENTRAINE L'EVOLUTION DE C ET $\phi$ .....	66
FIGURE 39. MODELES RHEOLOGIQUES FONDAMENTAUX DE CORPS .....	67
FIGURE 40. DEFORMATION DUCTILE, DEFORMATION FRAGILE DES ROCHES .....	68
FIGURE 41. INFLUENCE DE L'AUGMENTATION DE LA PRESSION DE CONFINEMENT SUR LE MODE DE RUPTURE, D'APRES GATELIER (2001).....	69
FIGURE 42. ESSAI DE FLUAGE SUR UN ECHANTILLON DE SEL GEMME, D'APRES GONZE (1988). 70	
FIGURE 43. ESSAIS DE COMPRESSION SIMPLE SUR UN TUF : INFLUENCE DE LA VITESSE DE DEFORMATION, D'APRES PENG ET PODNIEKS (1972).....	70
FIGURE 44. INFLUENCE DE LA VITESSE DE CHARGEMENT SUR LA COURBE CONTRAINTE-DEFORMATION POUR DIFFERENTS TYPES DE ROCHES, D'APRES LAMA ET VUTUKURI (1978) : $\varepsilon_1 < \varepsilon_2 < \varepsilon_3$ .....	71
FIGURE 45. ESSAIS DE FLUAGE A DIFFERENTES TEMPERATURES REALISES SUR DES ECHANTILLONS DE GRANITE, D'APRES PUSH (1993).....	71
FIGURE 46. INFLUENCE DE L'HYGROMETRIE SUR LE COMPORTEMENT DIFFERE D'UN GYPSE, D'APRES HOXHA ET AL. (2003). .....	72
FIGURE 47. DIMINUTION DE (C, $\phi$ ET T) EN FONCTION DE LA DIMINUTION DU MODULE D'ELASTICITE .....	73
FIGURE 48. REPARTITION DES TUNNELS FRANÇAIS. CE DIAGRAMME A ETE DEVELOPPE ET RECONSTITUE PAR L'AUTEUR D'APRES CHAMBRON ET AL. ( 1978) ET <i>THE WORLD'S LONGEST TUNNEL PAGE DATABASE</i> (2006) .....	74
FIGURE 49. DEJOINTEMENT DU PIEDROIT, DEJOINTEMENT DE LA VOUTE, (CETu, 2004) .....	75
FIGURE 50. ACTION DE L'EVOLUTION DU TERRAIN ENCAISSANT SUR LE SOUTÈNEMENT EN MAÇONNERIE.....	77
FIGURE 51. DEFORMATION DUE AUX FORCES HORIZONTALES ASYMETRIQUES.....	78
FIGURE 52. DEFORMATION DUE AU MANQUE DE PRESSION PASSIVE HORIZONTALE.....	79
FIGURE 53. DEFORMATION DUE AUX PRESSIONS LATERALES EXCESSIVES.....	79
FIGURE 54. DEFORMATION DUE AUX PRESSIONS VERTICALES EXCESSIVES .....	79
FIGURE 55. FISSURE LONGITUDINALE, LE MORTIER EST TOUJOURS PRESENT SUR UNE LEVRE DE LA FISSURE (CETu, 2004).....	80
FIGURE 56. FISSURE TRANSVERSALE COUPLEE A UNE FISSURE OBLIQUE (CETu, 2004).....	80
FIGURE 57. MEPLAT DANS UN TUNNEL ROUTIER (CETu, 2004).....	81
FIGURE 58. VENTRE DE PIEDROIT, CONFORTE PAR ANCRAGES ET LARGES PLATS (CETu, 2004).....	81
FIGURE 59. RUPTURE PARTIELLE : LA MOITIE DE LA VOUTE EST TOMBEE PAR ECRASEMENT DU PIEDROIT (CETu, 2004) .....	82
FIGURE 60. AGENTS INFLUENÇANT LE SOUTÈNEMENT EN MAÇONNERIE .....	84
FIGURE 61. ELEMENT STRUCTURAL EN MAÇONNERIE, LES DIFFERENTES FORMES COURANTES DES PIERRES, (LOURENÇO, 2001) .....	85
FIGURE 62. COMPORTEMENT MECANIQUE DES PIERRES .....	85

FIGURE 63. ARC METALLIQUE ENCASTRE SYMETRIQUE SOUMIS A DES CHARGES VERTICALES,(COURBON ET THEILLOUT, 2005) .....	86
FIGURE 64. COMPORTEMENT D'UNE POUTRE ET D'UN ARC SOUMIS A UNE CHARGE VERTICALE .....	87
FIGURE 65. PRINCIPAUX MODELES DES STRUCTURES EN MAÇONNERIE .....	88
FIGURE 66. PRINCIPE DE L'INTERACTION ENTRE BLOCS DANS LE CODE DE CALCUL UDEC (JKN : RAIDEUR NORMALE, JKS : RAIDEUR TANGENTIELLE, JTENS : RESISTANCE A LA TRACTION, JCOH : COHESION ET JFRIC : ANGLE DE FROTTEMENT DE JOINT), (VERDEL ET ABDALLAH, 2005).....	89
FIGURE 67. STRUCTURE TYPIQUE DES TUNNELS MAÇONNES (KERISEL, 1975) .....	90
FIGURE 68. GEOMETRIE DU PREMIER MODELE .....	91
FIGURE 69. GEOMETRIE DU DEUXIEME MODELE.....	92
FIGURE 70. POSITION, CONDITIONS AUX LIMITES ET MAILLAGE AUTOUR DU TUNNEL EXCAVE..	93
FIGURE 71. MAILLAGE DE LA MAÇONNERIE (PIEDROIT) .....	94
FIGURE 72. VALEURS DE LA CONTRAINTE VERTICALE APRES LE CREUSEMENT DU TUNNEL.....	96
FIGURE 73. CONTRAINTES PRINCIPALES DANS LA SECTION DU TUNNEL .....	97
FIGURE 74. A-CONTRAINTES EN BAS DE PIEDROIT, B-CONTRAINTES EN VOUTE .....	98
FIGURE 75. DEPLACEMENTS INDUITS PAR LA REALISATION DU TUNNEL.....	99
FIGURE 76. EFFONDREMENT DU TUNNEL NON SOUTENU (GRANDS DEPLACEMENTS, PLASTIFICATION DU TERRAIN) .....	100
FIGURE 77. COMPORTEMENT ELASTIQUE DE LA MAÇONNERIE, COMPORTEMENT ELASTOPLASTIQUE DU SOL .....	100
FIGURE 78. CERCLES DE MOHR DES CONTRAINTES PRINCIPALES INDUITES AUX ELEMENTS DE LA MAÇONNERIE.....	101
FIGURE 79. MAILLAGE DE LA MAÇONNERIE, ZONES SUBISSANT DE TRACTION .....	102
FIGURE 80. ORGANISATION D'UN PLAN D'EXPERIENCES POUR L'ETUDE DES CONSEQUENCES DU VIEILLISSEMENT DU SOUTÈNEMENT EN MAÇONNERIE.....	104
FIGURE 81. PLAN (FACTORIEL $3^K$ ) D'EXPERIENCE, TRADUISANT L'EVOLUTION DE C, $\phi$ ET T..	105
FIGURE 82. RAPPORT (RESISTANCE/ CONTRAINTES) APRES LE CRITERE DE LA RUPTURE DE MOHR-COULOMB, (ITASCA 2, 2000).....	106
FIGURE 83. EXEMPLES DE REPONSES OBSERVEES SUR LE 1 <sup>ER</sup> MODELE (BLOCS REGULIERS)....	108
FIGURE 84. EXEMPLES DE REPONSES OBSERVEES SUR LE 2 <sup>EME</sup> MODELE (BLOCS IRREGULIERS) .....	109
FIGURE 85. COMPORTEMENT DU SOL ENCAISSANT EN FONCTION DE L'EVOLUTION DE PARAMETRES MECANQUES DE LA MAÇONNERIE .....	110
FIGURE 86. NOMBRE DE BLOCS PLASTIFIES EN FONCTION DE LA (COHESION, RESISTANCE A LA TRACTION ET L'ANGLE DU FROTTEMENT) .....	111
FIGURE 87. NOMBRE DE MOELLONS PLASTIQUES EN FONCTION DE C ET T (ENVELOPPE).....	112
FIGURE 88. NOMBRE DE MOELLONS PLASTIQUES EN FONCTION DE $\phi$ ET T (ENVELOPPE).....	113
FIGURE 89. SURFACES DE REPONSE (A-B-C) ISSUES DU PREMIER MODELE.....	114
FIGURE 90. COEFFICIENTS CALCULES PAR REGRESSION ( $\beta_i$ ) CORRESPONDANT AUX FACTEURS ET A LEURS INTERACTIONS (MODELE 2 : BLOCS IRREGULIERS).....	120
FIGURE 91. UNE REPRESENTATION SIMPLIFIEE DE L'EVOLUTION DE CONTRAINTE ET DE DEFORMATION APRES LA DIMINUTION DU MODULE D'ELASTICITE .....	123
FIGURE 92. COMPORTEMENT DU SOUTÈNEMENT EN MAÇONNERIE APRES UNE CHUTE BRUTALE DU MODULE D'ELASTICITE DE BLOCS (E INFERIEURE QUE 80 MPa).....	123
FIGURE 93. REPRESENTATION DE CONTRAINTE NORMALE ( $\sigma_N$ ) ET CONTRAINTE TANGENTIELLE ( $\tau$ ) SUR UN JOINT (PLAN $\theta= 45^\circ$ ) .....	124
FIGURE 94. REPARTITION DES JOINTS, MODELE 1 .....	124
FIGURE 95. CERCLES DE MOHR DES CONTRAINTES INDUITES AUX JOINTS DE MAÇONNERIE (MODELE 1 COMPOSE DE BLOCS REGULIERS) .....	126

## Liste de tableaux

TABLEAU 1. RELATION ENTRE LA CLASSE DES DESORDRES ET L'EXTENSION CRITIQUE BOSCARDIN ET CORDING (1989) .....	10
TABLEAU 2. PERTES MAJEURES DANS LES TUNNELS EN COURS DE CONSTRUCTION DEPUIS 1994 (HEIKO ET AL., 2005) .....	16
TABLEAU 3. PERTES MAJEURES DANS LES TUNNELS PENDANT L'EXPLOITATION (HEIKO ET AL., 2005, LEVY, 2000) .....	16
TABLEAU 4. CAUSES DES INSTABILITES ENTRANT DES ACCIDENTS OU DES INCIDENTS DES OUVRAGES SOUTERRAINS .....	22
TABLEAU 5. ORIGINES DES CAUSES D'INSTABILITES .....	23
TABLEAU 6. TYPES DU SOUTÈNEMENT DES TUNNELS .....	23
TABLEAU 7. CLASSIFICATION DE TERRAINS EN FONCTION DE LA RESISTANCE A LA COMPRESSION .....	24
TABLEAU 8. POIDS DE REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....	26
TABLEAU 9. LES CLASSES DES VARIABLES QUANTITATIVES : PROFONDEUR, DIAMETRE ET LONGUEUR .....	27
TABLEAU 10. DISPONIBILITE DES DONNEES .....	29
TABLEAU 11. REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....	31
TABLEAU 12. RÉPARTITION DE RÉFÉRENCES (SITES INTERNET) .....	31
TABLEAU 13. RÉPARTITION DE RÉFÉRENCES (ARTICLES SCIENTIFIQUES) .....	31
TABLEAU 14. MATRICE DE CORRELATION .....	41
TABLEAU 15. RECAPITULATION DES RESULTATS ISSUS DE L'AFC .....	51
TABLEAU 16. HIERARCHISATION DE LA SENSIBILITE DE DIFFERENTES ROCHES AUX PROCESSUS DE VIEILLISSEMENT D'APRES SORGI ET AL. (2004) .....	63
TABLEAU 17. CARACTERISATION DE VIEILLISSEMENT-DEGRADATION, CATEGORIES MODIFIEES (ANON 1995) .....	64
TABLEAU 18. CHUTE DE LA RESISTANCE A LA COMPRESSION EN FONCTION DU DEGRE DE SATURATION .....	65
TABLEAU 19. PARAMETRES MECANQUES VARIABLES EN FONCTION DE TEMPS .....	65
TABLEAU 20. RESISTANCE A LA COMPRESSION UNI-AXIALE D'UN GRANITE SELON DIFFERENTS DEGRES DE DEGRADATION .....	66
TABLEAU 21. PROPRIETES GEOMECANIQUES DU TERRAIN, DE LA MAÇONNERIE ET DES JOINTS (INTERFACES) .....	95
TABLEAU 22. PLAN D'EXPERIENCES NUMERIQUES, REPNSES OBSERVEES CORRESPONDANT AUX DEUX MODELES ELABORES .....	107
TABLEAU 23. RESULTATS DE L'ANALYSE DE LA VARIANCE (TABLEAU DE ANOVA), 1 <sup>ER</sup> MODELE ((BLOCS REGULIERS) .....	115
TABLEAU 24. RESULTATS DE L'ANALYSE DE LA VARIANCE (TABLEAU DE ANOVA), 2 <sup>EME</sup> MODELE (BLOCS IRREGULIERS) .....	115
TABLEAU 25. RESULTATS DE L'ANALYSE DE LA VARIANCE AVEC INTERACTION, 1 <sup>ER</sup> MODELE ((BLOCS REGULIERS) .....	116
TABLEAU 26. RESULTATS DE L'ANALYSE DE LA VARIANCE AVEC INTERACTION, 2 <sup>EME</sup> MODELE (BLOCS IRREGULIERS) .....	117
TABLEAU 27. PLANS D'EXPERIENCES NORMALISES CORRESPONDANTS AUX DEUX MODELES ELABORES .....	119
TABLEAU 28. EVOLUTION DES VALEURS DU POIDS VOLUMIQUE DES BLOCS .....	122
TABLEAU 29. EVOLUTION DES VALEURS DU MODULE D'YOUNG .....	122

**Annexes**

## Sommaire

1	ANNEXE I	
	ALEAS ET RISQUES DANS LES TUNNELS ET LES OUVRAGES	
	SOUTERRAINS .....	149
1.1	DIFFERENTS TYPES D'INSTABILITES DES OUVRAGES SOUTERRAINS.....	150
1.2	QUANTIFICATION DES RISQUES DES PROJETS SOUTERRAINS (GENERALITES).....	153
2	ANNEXE II :	
	DEVELOPPEMENT DES METHODES DE CONSTRUCTION DES	
	TUNNELS .....	159
2.1	INTRODUCTION.....	160
2.2	CLASSIFICATION DES OUVRAGES SOUTERRAINS .....	160
2.3	LE PROJET D'UN TUNNEL .....	162
2.3.1	<i>Reconnaissance et investigation géologique et géotechnique.....</i>	<i>163</i>
2.4	METHODES DU CALCUL ET DU DIMENSIONNEMENT DES TUNNELS .....	169
2.4.1	<i>Méthodes des calculs empiriques des tunnels.....</i>	<i>169</i>
2.4.2	<i>Méthodes de calcul analytiques des tunnels .....</i>	<i>169</i>
2.4.3	<i>Méthodes de calcul numériques des tunnels .....</i>	<i>170</i>
2.5	CREUSEMENT DES TUNNELS .....	173
2.5.1	<i>Le creusement à explosif (drill and blast).....</i>	<i>174</i>
2.5.2	<i>Le creusement mécanique d'attaque ponctuelle.....</i>	<i>175</i>
2.5.3	<i>Le creusement mécanique d'attaque globale (Tunnel Boring Machine TBM)</i>	<i>176</i>
2.5.4	<i>Comparaison entre les différentes techniques de creusement .....</i>	<i>178</i>
2.6	MODES DE SOUTÈNEMENT .....	178
2.7	REJETEMENT .....	181
2.8	ETANCHEMENT DES TUNNELS.....	183
2.9	CONCLUSION .....	184
3	ANNEXE III :	
	SUITE DES RESULTATS D'ANALYSES, LECTEUR DE BASE	
	ELECTRONIQUE DE DONNEES .....	186
3.1	RESULTATS DE L'ANALYSE FACTORIELLE DES CORRESPONDANCES .....	187
3.1.1	<i>Etude des phénomènes d'instabilité en fonction de leurs causes.....</i>	<i>187</i>
3.1.2	<i>Etude des phénomènes d'instabilité en fonction des méthodes de creusement</i>	<i>189</i>
3.1.3	<i>Etude des phénomènes d'instabilité en fonction de la forme de la section de</i>	<i>l'ouvrage 191</i>
3.1.4	<i>Etude des phénomènes d'instabilité en fonction de la topographie.....</i>	<i>193</i>
3.1.5	<i>Etude des phénomènes d'instabilité avec leurs impacts .....</i>	<i>194</i>
3.1.6	<i>Etude des phénomènes d'instabilité en fonction des longueurs d'ouvrages..</i>	<i>195</i>
3.1.7	<i>Etude des phénomènes d'instabilité en fonction du diamètre des ouvrages..</i>	<i>197</i>
3.2	TERMES PRINCIPAUX D'UNE SECTION DU TUNNEL VOUTE.....	199
3.3	COMPORTEMENT MECANIQUE D'UN ARC STRUCTURAL, METALLIQUE ET SYMETRIQUE	
	ENCASTRE ET SOUMIS A DES CHARGES VERTICALES.....	199
3.4	CRITERE DE RUPTURE DE MOHR-COULOMB DANS (UDEC) .....	202
3.5	LECTEUR DE LA BASE DE DONNEES .....	203

**Annexe I :**  
**Aléas et risques dans les tunnels et les ouvrages souterrains**



## **1.1 différents types d'instabilités des ouvrages souterrains**

Les différents types d'instabilités des ouvrages souterrains sont liés aux conditions géotechniques, géologiques, hydrologiques et techniques du projet souterrain. Valsov, Makoviski et Merkin (2001), Oggeri et Ova, (2004), donnent les différents types d'instabilités, liés aux effondrements, aux désordres et aux tassements en surface, rencontrés dans les tunnels, leurs effets sur l'environnement de l'ouvrage ainsi des remèdes ou des contre-mesures convenables. Ces différents types d'instabilités sont reportés dans les tableaux 2 et 3.

	Type		Cause	Mesures de remède
Effondrement du terrain	1	Effondrement de la tête du tunnel	L'augmentation de la pression d'eau interstitielle due à la pluie	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Installation des boutons d'ancrage pour empêcher les éboulements</li> <li>2. Construction de remblai (contrepois) qui peut également empêcher l'éboulement</li> <li>3. Installation d'un toit des pipes métalliques pour renforcer la voûte</li> </ol>
	2	Glissement de terrain près de la tête du tunnel	L'excavation de la pente composée de strates a déstabilisé le sol, et l'excavation d'une galerie d'avancement latérale a mené à l'éboulement	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Un caisson de type d'une fondation à pieux a été construit pour empêcher la pression asymétrique de sol</li> <li>2. L'insertion de barres verticales dans le terrain afin d'augmenter sa résistance.</li> </ol>
	3	Effondrement de front de taille	Le terrain s'est effondré en raison de la présence d'une masse rocheuse fracturée au Sommet du front de taille, et de la vibration provoquée par terrassement à l'explosif de la section inférieure	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Un soutènement par boulonnage a été mis en place afin de stabiliser la voûte du tunnel</li> <li>2. Injection chimique et installation des barres verticales de renforcement ont été mis en place afin de renforcer le terrain près de la tête du tunnel et le talus,</li> </ol>
	4	Effondrement d'une zone faillée fracturée	La zone de faille au-dessus du front de taille a effondré en raison de terrassement à l'explosif ce qui a provoqué un effondrement par cisaillement du béton projeté	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Renforcement du soutènement derrière la zone effondrée (béton projeté, boulonnage)</li> <li>2. Durcissement des déblais effondrés par l'injection chimique</li> <li>3. l'injection des vides au-dessus des parties effondrées</li> <li>4. Utilisation d'un soutènement massif</li> </ol>

**Tableau 1. Différents types d'instabilité liés aux conditions géotechniques, géologiques, hydrologiques et techniques des tunnels, (Vlasov et al., 2001, Oggeri et al., 2004**

	Type		Cause	Mesures de remède
Défaillance du soutènement	1	Défaillance du soutènement	La résistance du terrain au fond du soutènement a diminué en raison de l'immersion par l'eau souterraine	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Une protection permanente de fondation par le béton a été mise en place afin de diminuer la charge concentrée</li> <li>2. Un radier avec un système de drainage a été mis en place.</li> </ol>
	2	Défaillance du revêtement due à la pression asymétrique du sol	L'éboulement s'est produit en raison de la topographie compliquée et la pression asymétrique et du terrain meuble, menant à une charge oblique sur le béton du revêtement	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Des boutons d'ancrages du terrain ont été mis dans le côté de montagne pour résister à la charge oblique</li> <li>2. Le terrain autour du tunnel a été renforcé par l'injection chimique, l'endroit d'affaissement a été rempli.</li> </ol>
	3	Défaillance du soutènement du tunnel dus à la pression de gonflement	Une pression importante due de gonflement de terrain contenant de l'argile s'est produite	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Un soutènement du béton projeté, a été mis en place afin de supporter le front de taille ;</li> <li>2. Un radier provisoire à base de béton projeté a été mis en place.</li> </ol>
	4	Soulèvement du radier	Une zone faillée (contenant de l'argile gonflant) a été soumise au changement hydrothermique.	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Afin de limiter le soulèvement de terrain, des boulons, un béton projeté ont été appliqués au sol ;</li> <li>2. Un radier de béton armé a été mis en place.</li> </ol>
Effets nuisibles sur l'environnement	1	Effets de vibration dus au terrassement à l'explosif dans un tunnel adjacent	La vibration de terrassement à l'explosif dans le nouveau tunnel, les vides derrière le tunnel existant ont provoqué des fissures dans le revêtement en maçonnerie.	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Un soutènement par centres métalliques, un revêtement provisoire en béton ont été fournis pour protéger le tunnel existant</li> <li>2. Une injection des joints a été effectuée</li> <li>3. L'excavation a été effectuée par une méthode mécanique, en utilisant de produits chimiques afin de diminuer la vibration</li> </ol>
	2	Tassement dû à l'excavation d'un duel-tunnel au-dessous d'une zone urbaine	Puisque les caractéristiques du terrain étaient plus mauvaises que prévues, le tassement du sol a été considérablement augmenté par la construction des tunnels (suivant le duel-tunnel)	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Installation d'un système des pipes métalliques sous le toit du tunnel pour renforcer la voûte du tunnel pour réduire le tassement du terrain.</li> </ol>

**Tableau2. Différents types d'instabilité liés aux conditions géotechniques, géologiques, hydrologiques et techniques des tunnels, (Vlasov et al., 2001, Oggeri et al., 2004.**

## 1.2 Quantification des risques des projets souterrains (généralités)

On peut dans certains cas quantifier des risques par des approches probabilistes, par exemple, sur la base de quelques hypothèses, Grasso et al. (2001 et 2002) présentent un modèle de poisson pour la probabilité de rencontrer une nappe d'eau non prévue susceptible de produire une venue d'eau dans un tunnel en construction comme le montre la figure 1.

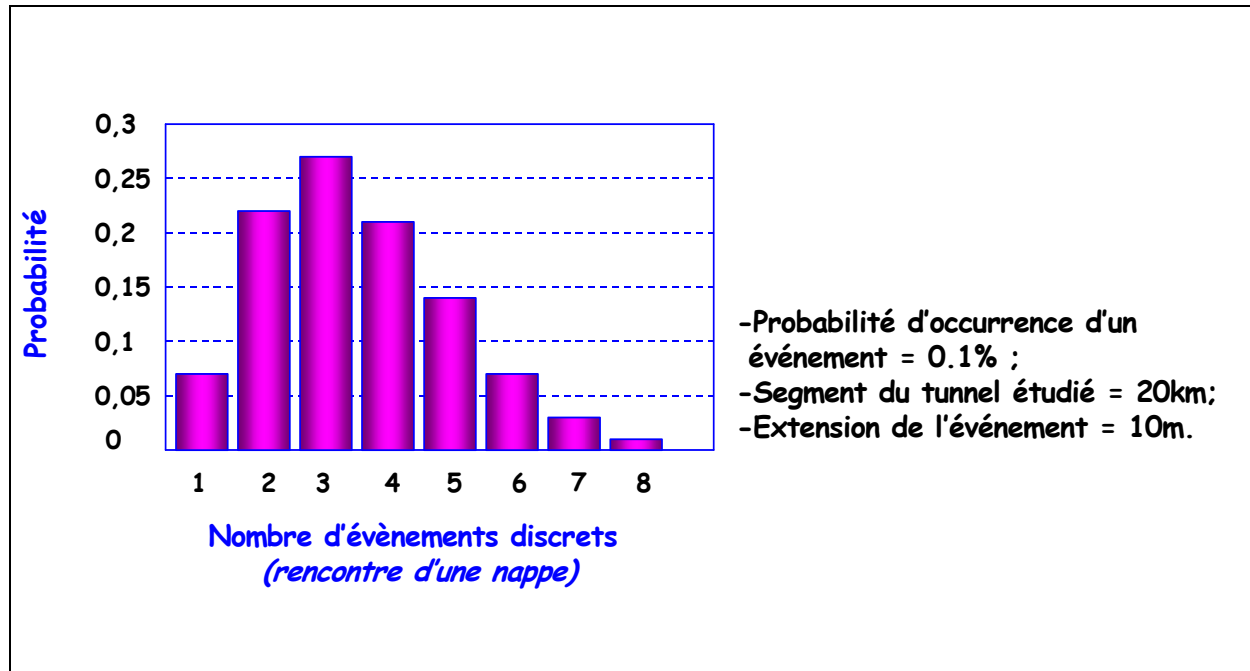


Figure 1. Distribution du nombre d'accidents géologiques d'un segment en tunnel de 20km de long définie selon le modèle de Poisson (Grasso et al., 2001)

Le plus souvent, néanmoins, les incertitudes géologiques associées à un projet souterrain, les conditions logistiques et environnementales et les facteurs humains qui influencent le processus de la construction rendent une prévision difficile des accidents rencontrés, même statistique.

On peut éventuellement traduire ces avènements dans le caractère aléatoire du coût et du délai de construction et étudier la convention entre ces variables comme l'illustre la figure 2.

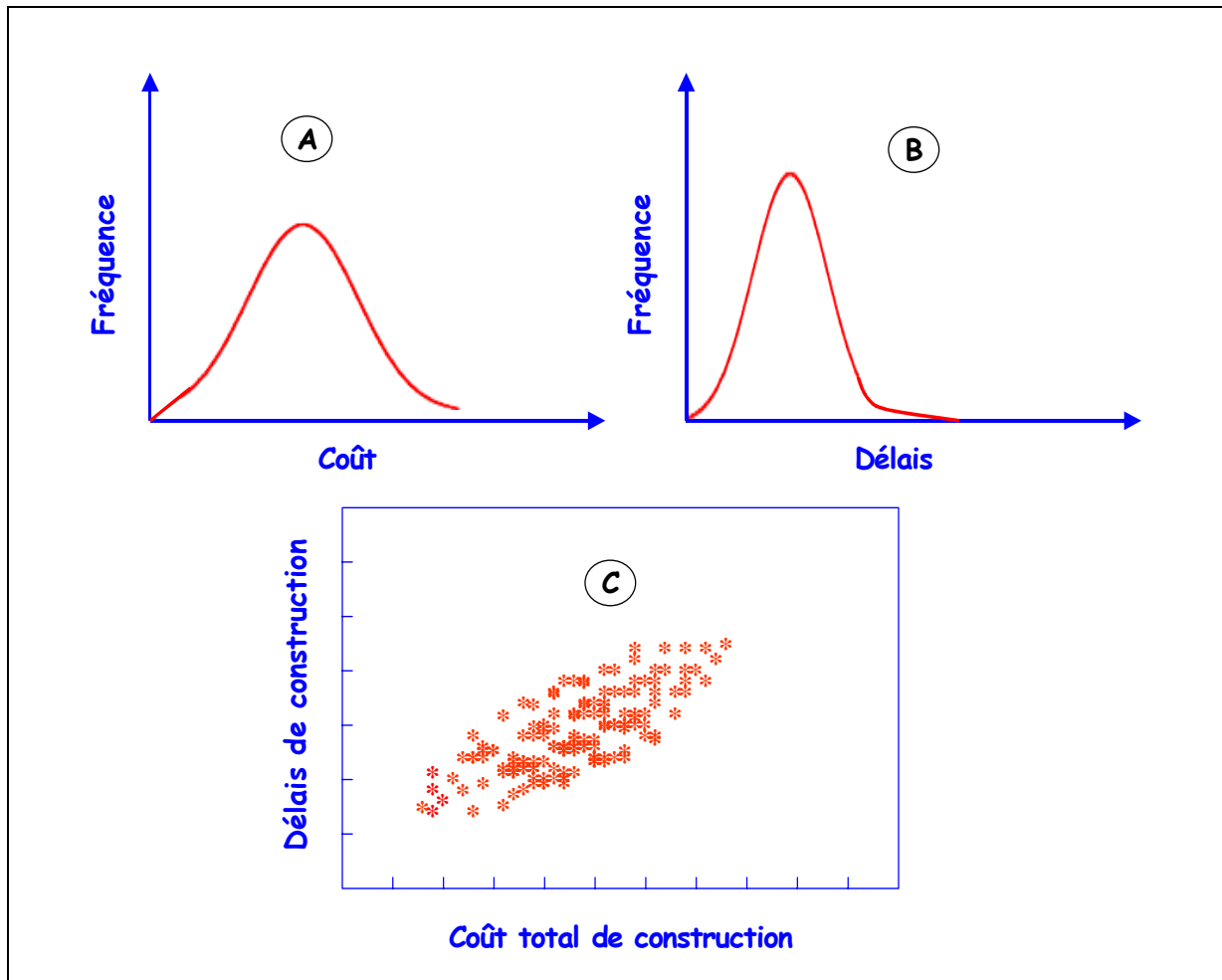


Figure 2. Représentation statistique d'impact en termes de temps et de coûts (Einstein, 2004)

Ou dans des cas plus favorables, faire appel à des méthodes probabilistes telles que la méthode des arbres de défaillance, figure 3.

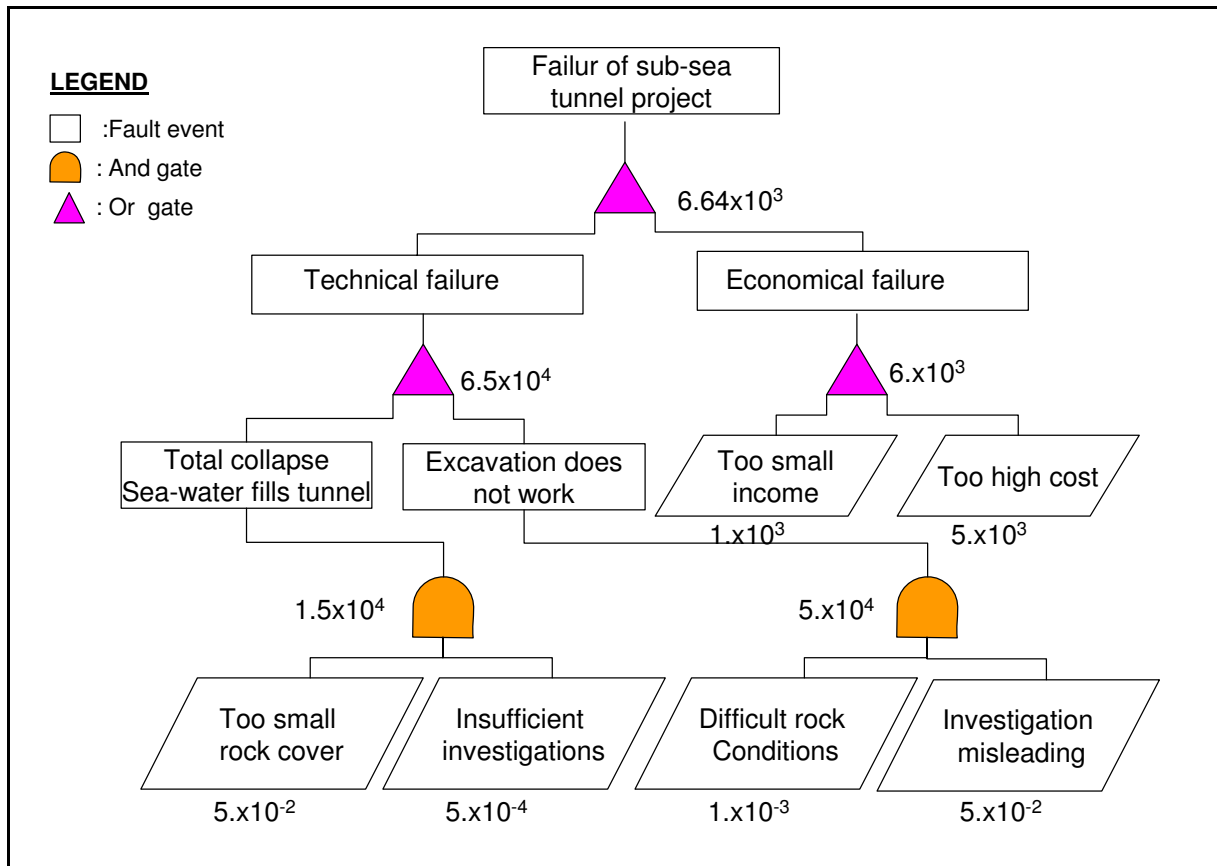


Figure 3. Exemple d'un arbre de défaillance avec des probabilités évaluées (Eskesen et al., 2004)

Le plus souvent fréquentée, c'est une méthode plus globale et plus qualitative qui pourra être employée telle la méthode AMDEC (Analyse de Mode de Défaillance, de leurs Effets Criticité)

AMDEC est une méthode informatisée permet de:

- ❖ Rechercher les défaillances ou les dysfonctionnements potentiels susceptibles d'affecter un équipement, un dispositif, un système ou un procédé;
- ❖ Analyser les conséquences de ces défaillances, d'identifier les situations qui en résulteraient;
- ❖ Evaluer le niveau de gravité, de criticité ou d'acceptabilité de ces situations;
- ❖ Savoir comment et sur quoi agir, quelles mesures envisager, dans le cas où ces situations apparaissent comme inacceptables.

En général on construit le tableau de pondération adapté au problème à étudier. Souvent on utilise une notation allant de 1 à 10, tableau 3.

Note F	Probabilité d'apparition	Note G	Gravité	Note D	Probabilité de non-détection
10	Permanent	10	Mort d'homme	10	Aucune probabilité de détection
5	Fréquent	5	Conséquences financières et/ou matérielles	5	Un système de détection est en place mais n'est pas infaillible
1	Rare	1	Pas grave	1	Le système de détection est infaillible

Tableau 2. Tableau de pondération

La pondération permet de :

- ❖ Améliorer la conception du processus ou du produit ;
- ❖ Orienter les mesures de prévisions.

On évalue la criticité par le produit :  $C = F \times G \times D$ . Plus  $C$  est grand, plus le problème est critique.

En matière de travaux souterrains, pour répondre aux exigences croissantes d'effectuer des études d'analyses de risques correspondant aux différents cycles d'un projet souterrain, des spécialistes ont développé des outils informatiques aptes à faciliter l'analyse de risque.

**Le DAT (Decision Aids for Tunnelling)** est l'un des logiciels les plus célèbres pour la gestion des données et l'analyse de risque des projets de tunnels. Ce logiciel permet de simuler le processus de construction en souterrain, de façon probabiliste.

Les données concernées représentent les profils géologiques et les paramètres de construction le long du tracé, leur degré de variabilité et d'incertitude, y compris l'évaluation des incertitudes dans le processus décisionnel. Les résultats du DAT illustrent les effets de la géologie sur la construction à travers une distribution des temps et des coûts lors de la phase de construction.

Le système DAT permet également de gérer et d'analyser les différentes séquences de l'excavation et de simuler la construction simultanée de plusieurs tunnels dans un même projet, mais aussi les éventuels retards et interruptions du travail (Grasso et al., 2004).

Le DAT est constitué en deux modules principaux : le module géologique et le module de construction.

Le module de description géologique permet la production probabiliste, de profils géologiques et géotechniques sous la forme de classes géomécaniques le long du tracé de l'ouvrage, figure 7 (Grasso et al., 2004).

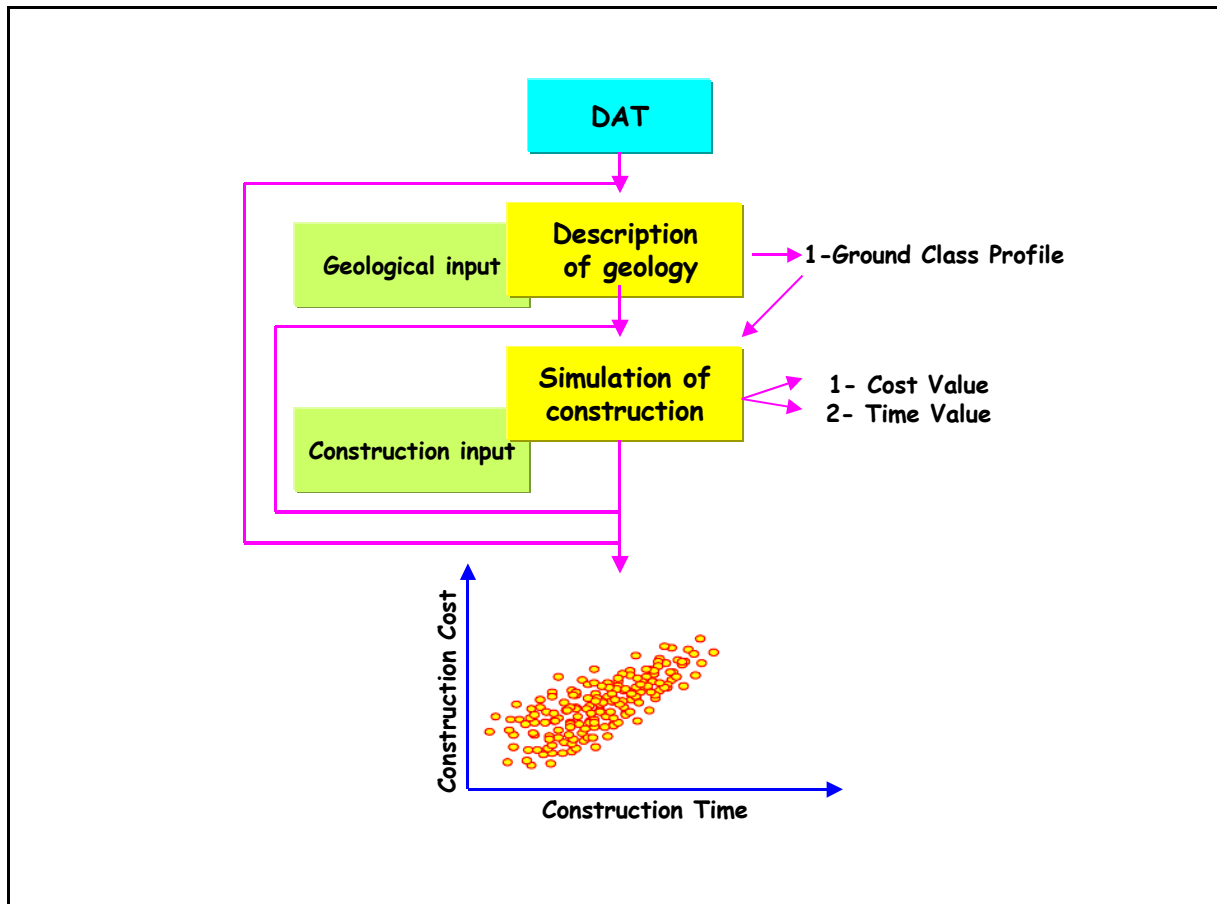


Figure 4. Schéma général du système DAT (Dudt, 2005)

Le processus géologique comprend quatre étapes :

- ❖ Subdivision du tunnel en segments selon les conditions géologiques et géomécaniques ;
- ❖ Définition des paramètres géologiques et géotechniques qui contrôlent la méthode d'excavation et déterminent le système du soutènement pour chaque zone homogène, selon les différents paramètres possibles de variabilité et d'incertitude ;
- ❖ Prestation d'un profil géologique simulé ;
- ❖ Détermination, par la combinaison des différents états des paramètres, des profils des classes géomécaniques qui sont, à leur tour, utilisés dans la simulation de la construction.

Le module de simulation de la construction met en relation les simulations des profils de classes géomécaniques et les catégories de comportement de l'excavation avec les classes techniques directement associées aux différentes solutions de projet (section type, revêtement et méthodes d'excavation). Les paramètres relatifs à la construction peuvent être définis de manière probabiliste ou déterministe.

La simulation des opérations de réalisation se base sur la méthode de Monte-Carlo et suit, pas à pas, le profil des classes géomécaniques déjà défini.

La procédure se répète pour chaque zone du profil, on arrive ainsi enfin à une évaluation finale des coûts et délais correspondant à ce profil. Le total des coûts et des temps pour



chaque simulation correspond à un point dans le diagramme (nuage) de la figure 5. La simulation est répétée pour chaque profil généré par le module géologique.

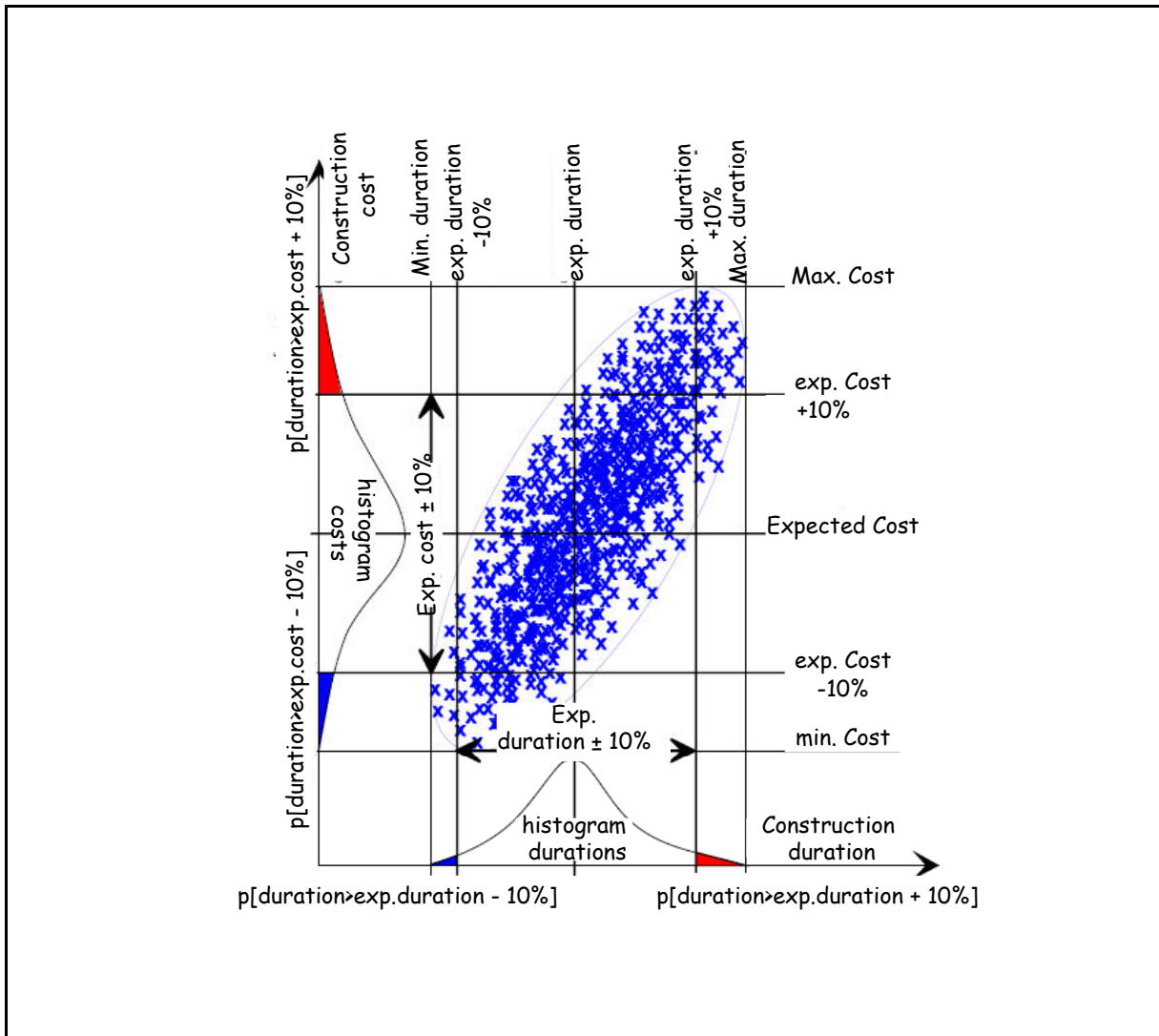


Figure 5. Exemple des résultats fourni par le DAT (Dudt, 2005)

Le risque fait partie de chaque activité liée à un projet souterrain, dès la phase d'étude, pendant la construction et lors de l'exploitation du projet. Les impacts des accidents possibles concernent l'ouvrage lui-même, son environnement, les infrastructures, les équipements, les constructeurs (ingénieurs, ouvriers, techniciens), les usagers et la population dans les zones urbaines.

**Annexe II :**  
**Développement des méthodes de construction des tunnels**

## 2.1 Introduction

La construction d'un tunnel nécessite la collaboration des différents spécialistes, au minimum : des géologues, des ingénieurs géotechniques, des spécialistes dans le domaine de technologie d'excavations, des ingénieurs de construction et en fin des experts dans le domaine d'économie et de droit, (ITA, 1988) :

Ces spécialistes doivent fournir plusieurs études, documentations et rapports dont les plus importants :

- ❖ Une étude économique favorable au choix de réalisation de l'ouvrage ;
- ❖ Une étude géologique comporte les résultats des essayes géologiques et géophysiques ;
- ❖ Un rapport géotechnique des investigations en site et des essais du laboratoire sur le sol et les roches ;
- ❖ Un rapport hydrologique et le design du système de drainage et d'étanchement ;
- ❖ Les plans et les documentations du dimensionnement du calcul et les détails géométriques de l'ouvrage ;
- ❖ Information en ligne pendant l'exécution des travaux.

Ce chapitre, présente les étapes successives nécessaires pour de la réalisation d'un projet souterrain (connaissances, conception, creusement, soutènement, étanchéité et revêtement). Il donne une importance particulière aux connaissances géotechniques et aux méthodes du calcul et du dimensionnement des tunnels.

## 2.2 Classification des ouvrages souterrains

Les ouvrages souterrains ont des caractéristiques spécifiques dues de leur fonctionnement et destination, de l'environnement et du milieu de construction, des méthodes et des techniques du creusement.

Du point de vue technique, la bibliographie existant (CETu 1, 1998, Gesta 1, 1994, Panet, 1998, Filliat, 1981) classe les tunnels selon plusieurs critères, l'organigramme de la figure 6 fournit une classification globale des ouvrages souterrains selon quatre critères. Selon le positionnement du tunnel par rapport à la surface du terrain, le fonctionnement de l'ouvrage, la forme de la section, la topographie adjacent et selon les emplacements dont le tunnel relie.

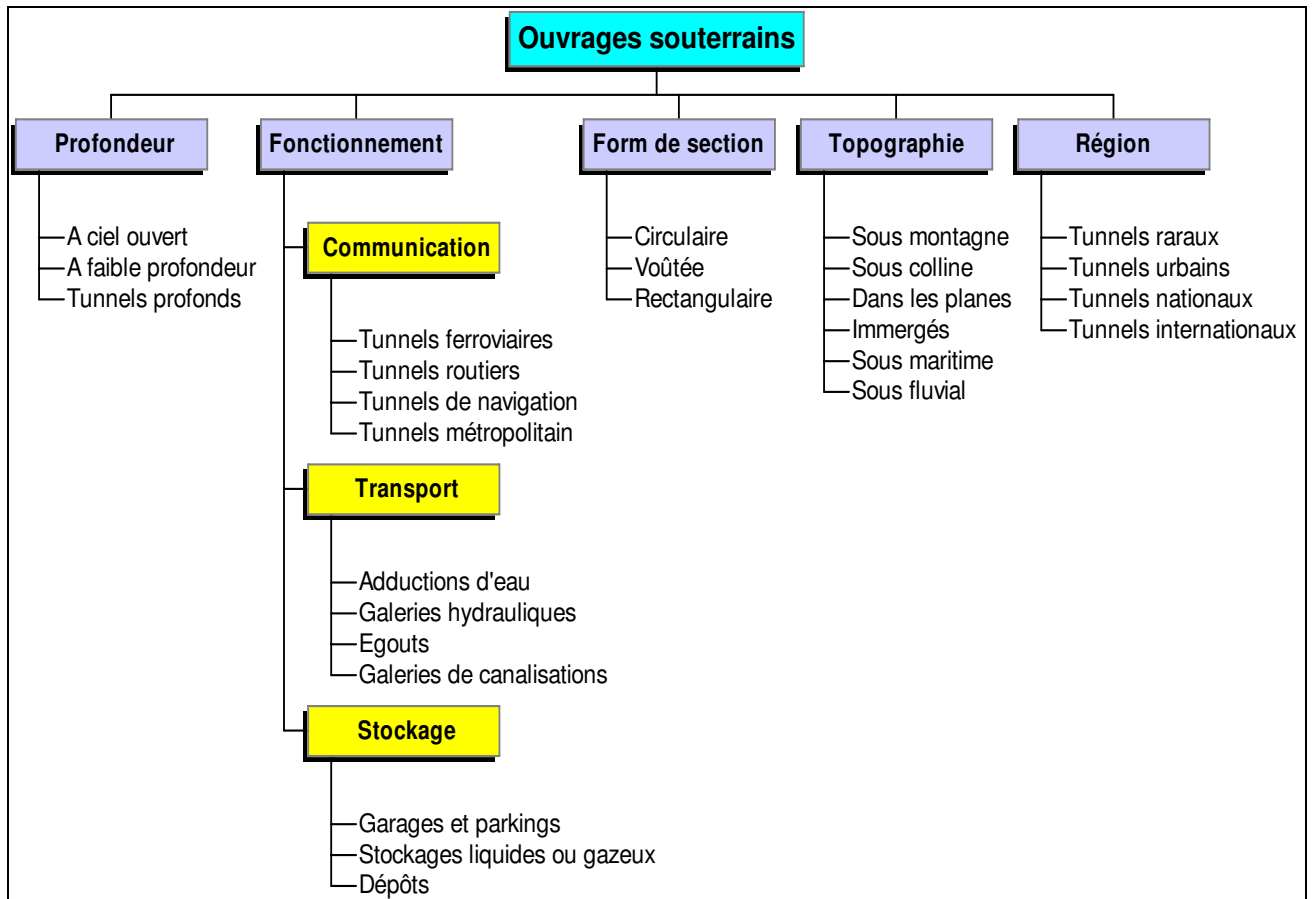


Figure 6. Classification globale des tunnels

Par exemple, si l'on se réfère à leur fonctionnement, on peut distinguer plusieurs types de tunnels :

- Les tunnels de communication parmi lesquels :

- ❖ Les tunnels ferroviaires ;
- ❖ Les tunnels routiers ;
- ❖ Les tunnels de navigation ;
- ❖ Les tunnels métropolitains.

- Les tunnels de transport :

- ❖ Adductions d'eau ;
- ❖ Galeries hydrauliques ;
- ❖ Egouts ;
- ❖ Galeries de canalisations ;
- ❖ Les tunnels et cavités de stockage ;
- ❖ Garages et parkings ;
- ❖ Stockages liquides ou gazeux ;
- ❖ Dépôts.

Si l'on se réfère à leur profondeur, on peut trouver plusieurs classifications des tunnels. Panet (1995), considère que les tunnels superficiels sont caractérisés par le rapport ( $H < 2B$ ) figure 2.

Où :

- H : est la profondeur de l'axe du tunnel;
- B : est la largeur du tunnel.

Les tunnels situés à faible profondeur sont caractérisés selon Filliat (1981) par un rapport  $H/B < 10$ , où H : est le profondeur du terrain de recouvrement et B : est la largeur du tunnel, voir figure 7.

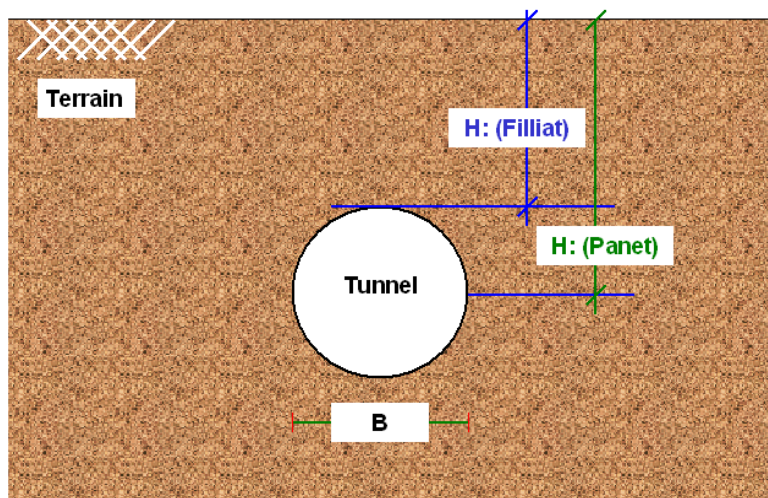


Figure 7. Tunnel à faible profondeur (Panet, 1995), (Filliat, 1981)

Les tunnels profonds sont ceux dont le rapport vérifie la relation  $H/B > 10$ .

### 2.3 Le projet d'un tunnel

Le tunnel est un ouvrage d'art souterrain destiné à donner passage à une voie de communication en réduisant un itinéraire sous une montagne pour éviter un sommet, sous un plan aquatique ou une rivière pour éviter une longue détour, mais aussi dans les grandes zones urbaines les tunnels assurent une harmonie du transport, limitent les nuisances et la pollution du trafic et économisent des espaces dans les grandes villes. Le terme de «galerie» désigne des ouvrages hydrauliques consacrés pour transporter les liquides.

Plusieurs études sont exigées afin de décider la faisabilité d'un tunnel. L'organigramme de la figure 8 hiérarchise, en général, les différentes études indispensables pour un projet d'un tunnel de communication, (CETu 1, 1998).

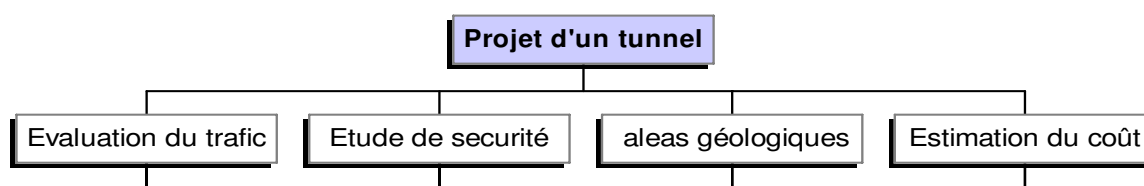


Figure 8. Etudes préliminaires de la faisabilité de tunnels

Tous les résultats de ces études sont strictement unis et discutables pour arriver à une décision de faisabilité ou non-faisabilité du tunnel.

Si les résultats sont favorables à la faisabilité du tunnel, à ce moment, les ingénieurs seront confrontés à suivre une série d'études afin de réaliser le projet dans les meilleures conditions.

L'objet du présent chapitre sera essentiellement focaliser sur les ouvrages souterrains de génie civil, nous y aborderons successivement, selon la figure 9, les aspects conceptuels, les reconnaissances et les investigations, le dimensionnement et le calcul, le creusement, les techniques du soutènement et du revêtement.

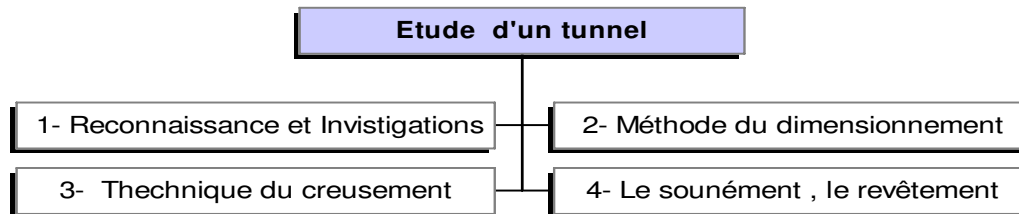


Figure 9. Etapes successives de l'étude et de la réalisation de tunnels

### 2.3.1 Reconnaissance et investigation géologique et géotechnique

La phase de la reconnaissance comporte plusieurs études sur des données géologique et géotechnique du site où l'ouvrage va être implanter.

#### - Etude géologique

Une bonne connaissance de la géologie et de l'hydrogéologie où le tunnel sera exécuter est un élément indispensable pour les ingénieurs du chantier. Le but de l'étude géologique est d'établir une coupe géologique prévisionnelle ou un plan d'exécution (profil en long géologique du tunnel) qui indique chaque point du tunnel la géométrie et la nature des terrains à traverser.

Les zones aquifères, la stratification pétrographique et les discontinuités (failles, plans de stratification, joints) du terrain sont des éléments principaux à étudier. Dans les zones urbaines où les tunnels y étant le plus souvent creusés à faible profondeur dans les terrains meubles, il est important d'identifier les zones d'altération et les zones broyées.

L'étude géologique nécessite des efforts des spécialistes en géologie afin de réaliser, (CETu 2, 1988) :

- ❖ Un schéma géologique de principe ;
- ❖ Un rapport des données géologiques sûres (affleurements, sondages, géophysiques, galerie de reconnaissance.) ;
- ❖ Les interpolations entre les données;
- ❖ Une étude d'évaluation des risques géologiques et l'implantation des reconnaissances ultérieures.

## - Etude géotechnique

Les études et les investigations géotechniques permettent d'identifier les propriétés mécaniques des terrains afin de prévoir son comportement pendant l'exécution puis l'exploitation de l'ouvrage et de bien choisir les méthodes du calcul, de dimensionnement et d'exécution et des ouvrages.

### - Les procédés de la reconnaissance géotechnique

Les spécialistes ont plusieurs moyens permettant d'avoir les données géotechniques pour établir la base requise de données géotechniques d'un projet souterrain. Les résultats d'études géotechniques seront les éléments indispensables pour le cycle suivant de l'étude (le calcul et le dimensionnement) (CETu 2, 1998) :

#### *Les essais au laboratoire*

Les essais au laboratoire s'effectuent sur des échantillons relevés du site du projet souterrain. On distingue deux types d'échantillons, échantillons des sols et échantillons rocheux. Le tableau 4 donne : les principaux essais possibles à réaliser au laboratoire, le milieu pour lequel ils s'appliquent (sol et/ou roche) ainsi que l'objectif de chaque essai.

Essais de laboratoire	Domaine	But de l'essai es de déterminer
Analyse minéralogique	Sols, Roches	La composition minéralogique de la roche
Essai au bleu de méthylène	Sols	La nature minéralogique des particules argileuses et leur influence sur le comportement global du sol.
Essai brésilien	Roches	la résistance à la traction $\sigma_t$
Essai d'abrasivité	Sols, Roches	L'abrasivité pour prévoir l'usure et la consommation d'outils d'excavation
Essai de cisaillement à la boîte	Sols, Roches	La résistance au cisaillement $\tau$
Essai de compression simple	Sols, Roches	La résistance à la compression simple $\sigma_c$
Essai de gonflement	Sols	La pression de gonflement $\sigma_g$ et l'indice de gonflement $C_g$
Essai de Franklin	Roches	La résistance à la compression simple $\sigma_c$
Essai oedométrique	Sols	Le coefficient de pression des terres au repos K
Essai triaxial	Sols, Roches	La résistance au cisaillement $\tau$
Limites d'Atterberg	Sols	L'aptitude de l'argile à être plus ou moins plastique
Mesure de densité	Sols, Roches	Le poids volumique $\gamma$

Tableau 3. Essais de laboratoire (Solem, 2005)

### *Les galeries de reconnaissance*

En tant que préfiguration de l'ouvrage final, les galeries de reconnaissance permettent d'évaluer au mieux les difficultés de réalisation de l'ouvrage et d'avoir différentes prévisions sur le comportement de terrains et sa réponse au procédés du creusement (CETu 2, 1998).

Cette méthode d'exploration ne permet seulement d'avoir des observations visuelles du terrain et des relevés géologiques détaillés mais aussi d'observer et d'évaluer les conditions hydro-géologiques, en particulier le type des venues d'eau (ponctuelles ou diffuses), la mesure des débits en fonction de l'avancement du front de taille et des conditions météorologiques, l'influence de l'eau sur la tenue des terrains, les prélèvements pour l'analyse chimique et les mesures de la température. Il est également possible d'exécuter des forages depuis la galerie de reconnaissance qui permettront d'effectuer des mesures de perméabilité, de pression et de débit, l'observation des conditions de la reconnaissance des karsts, les mesures de déformation, les prélèvements d'échantillons pour les essais de laboratoire et les essais et les mesures géotechniques in situ (Christe et al., 2001).

### **Les différents procédés d'après une galerie de reconnaissance**

#### *Essais et mesures in situ*

Les essais faisables in situ sont : la déformabilité de la plaque, la fracturation hydraulique, la petite sismique et la surcarottage. Le tableau 5 récapitule ces essais, leurs domaines d'applications et leurs principes.

<b>Méthode</b>	<b>Domaine d'application et principe</b>
Déformabilité de la plaque	Essai mesurant - en galerie ou en puits - le déplacement d'une plaque que l'on charge. Fournit l'allure des courbes de chargement et déplacement et les valeurs des modules de déformation. Mesure des contraintes à la paroi du souterrain, tant transversalement que longitudinalement, dans le cas de roches dures uniquement.
Fracturation hydraulique	Détermination complète du tenseur des contraintes.
Petite sismique	Méthode rapide et économique mesurant les vitesses des ondes longitudinales et transversales le long d'un profil. Les enregistrements permettent des corrélations avec la fracturation et la qualité de la matrice rocheuse.
Surcarottage	Mise sous pression du tunnel pour une mesure de déformabilité. Permet la détermination locale du tenseur des contraintes naturelles en supposant une réversibilité de la loi contrainte-déformation.

**Tableau 4. Essais et mesures in situ (Solem, 2005)**

#### *Mesures hydrogéologiques*

Les observations dans les galeries de reconnaissance sont les plus précieuses car elles sont directement utilisables et permettant d'apprécier pour chaque formation traversée (Laouini, 1993) :

- ❖ Le type de venues d'eau (ponctuelles, généralisées, etc.) ;



- ❖ Les débits ;
- ❖ Les délais d'apparition et la localisation des venues d'eau (immédiatement au front de taille, au bout d'un certain temps, en voûte, ou en radier) en relation, notamment, avec les précipitations extérieures ;
- ❖ L'incidence de l'eau sur la tenue du terrain ;
- ❖ La chimie des eaux et leur température ;
- ❖ L'influence des écoulements sur les eaux de surface.

Ces données ont des impacts directs sur la vitesse d'avancement, le choix du type d'étanchéité, la nécessité d'un traitement de terrain et le choix du type du soutènement.

#### *Section d'essai élargie*

L'essai de la section élargie consiste à élargir une partie de la section de la galerie de reconnaissance aux dimensions qui s'approcheront de celles du tunnel définitif afin d'y expérimenter les méthodes d'injection et de soutènement et éventuellement les procédés d'excavation (plan de tir, rendement d'une machine à forer à attaque ponctuelle...)

Diverses mesures pourront être effectuées telles que les mesures des pressions de terrain, les mesures de convergence, les mesures de déformation à l'intérieur du massif (extensomètres en forage), les essais d'arrachement de boulons (Laouini, 1993).

La galerie de reconnaissance permet ainsi d'obtenir toutes les données géologiques, hydrogéologiques et géotechniques nécessaires à l'établissement d'un projet d'exécution détaillé. Néanmoins devant son coût relativement élevé comparé à la plupart des autres moyens de reconnaissance, une galerie de reconnaissance n'est généralement utilisée que dans le cadre de certains tunnels (Solem, 2005) :

- ❖ Les grandes cavités souterraines dans des terrains de qualité moyenne à mauvaise;
- ❖ Les tunnels autoroutiers ou galeries hydrauliques de grande section dans des terrains de qualité médiocre à mauvaise;
- ❖ Les tunnels de plus petite section dans des terrains de mauvaise qualité.

#### **- Les reconnaissances pendant l'exécution des travaux**

Pendant la phase de creusement du tunnel et l'exécution des travaux plusieurs incidences peuvent se manifester, des ruptures, des désordres peuvent avoir des conséquences désastreuses sur la sécurité du personnel et sur le déroulement et le coût des travaux. Les reconnaissances pendant l'exécution des travaux du tunnel permettent de (Solem, 2005) :

- ❖ Eviter les incidences qui peuvent survenir, de minimiser leurs impacts et de contrôler certaines données spécifiques (traversée d'une zone de faille, d'une roche gonflante, débit des venues d'eau, justification des hors profils, tassements admissibles de la surface du terrain naturel, quantité de boulons, etc.)
- ❖ Réduire les incertitudes relatives aux hypothèses faites sur les paramètres du projet; ce qui augmente la confiance qu'on a en définitive dans le comportement du tunnel en

service, ce qui évite les dépenses inutiles d'un projet surdimensionné, ce qui permet de ne pas tout fixer à l'avance et de prendre les décisions quant aux détails d'exécution en toute connaissance de causes.

- ❖ Crédibiliser les méthodes modernes de construction des tunnels, à l'aide de données chiffrées convaincantes (par exemple, la réduction des convergences par le soutènement immédiat).

Les reconnaissances que l'on peut effectuer en cours de travaux sont du même type que celles décrites précédemment. Il s'agit principalement : des sondages à l'avancement et de la galerie pilote de la reconnaissance (qui donnent des informations sur le comportement des terrain, des venues d'eau et qui préviennent ainsi des accidents géologiques repérés antérieurement ou non). Le tableau 6, donne les essais principaux que l'on peut réaliser au cours d'exécution de travaux.

Mesures	Principe
Convergence	On mesure par des extensomètres le rapprochement d'un point de la paroi et un point supposé fixe, hors de la zone d'influence du creusement, ainsi que son évolution dans le temps et dans l'espace (si l'appareil a plusieurs points de mesures. L'interprétation conditionnera la conduite des travaux.
Gonflement	Si les essais (essais labo) détectent des argiles gonflantes (kaolinite, illite et montmorillonite), on analyse le risque de gonflement par hydratation. Les méthodes indirectes renseigneront sur la pression de gonflement, quantifiable par essais directs.
Tassement	En cas d'ouvrages sensibles en surface, on évalue : les pertes générées par le creusement, la part se répercutant en surface, la forme de la cuvette de tassement et la profondeur de celle-ci. Les niveaux sont pris auparavant, pendant et parfois après les travaux.
Vibrations dues aux tirs	Des seuils en vitesse et en fréquence sont déterminés en fonction du type de sollicitation, du matériau encaissant et de la sensibilité des ouvrages aux vibrations. Un plan de tir est à obtenir pour le début de chantier suite aux premières mesures.
Contraintes sur le revêtement	Des extensomètres à cordes vibrantes sont placés à l'intérieur du revêtement mesurant la déformation d'où l'on déduit la contrainte en connaissant le module de compressibilité du béton. La mesure a posteriori est moins aisée.

**Tableau 5. Reconnaissances pendant l'exécution des travaux du tunnel (Solem, 2005)**

Une base fiable de données géotechniques facilite les étapes suivantes du calcul ou de dimensionnement, de techniques de creusement. Pour cela il faut assurer une très bonne adéquation entre les reconnaissances effectuées et les exigences requis pour la phase de conception de l'ouvrage (géométrie du tunnel, choix des méthodes, dimensionnement du soutènement et du revêtement,...etc.

L'organigramme de la figure 10 récapitule les différentes étapes de reconnaissance géotechniques requises pour la réalisation d'un projet souterrain.

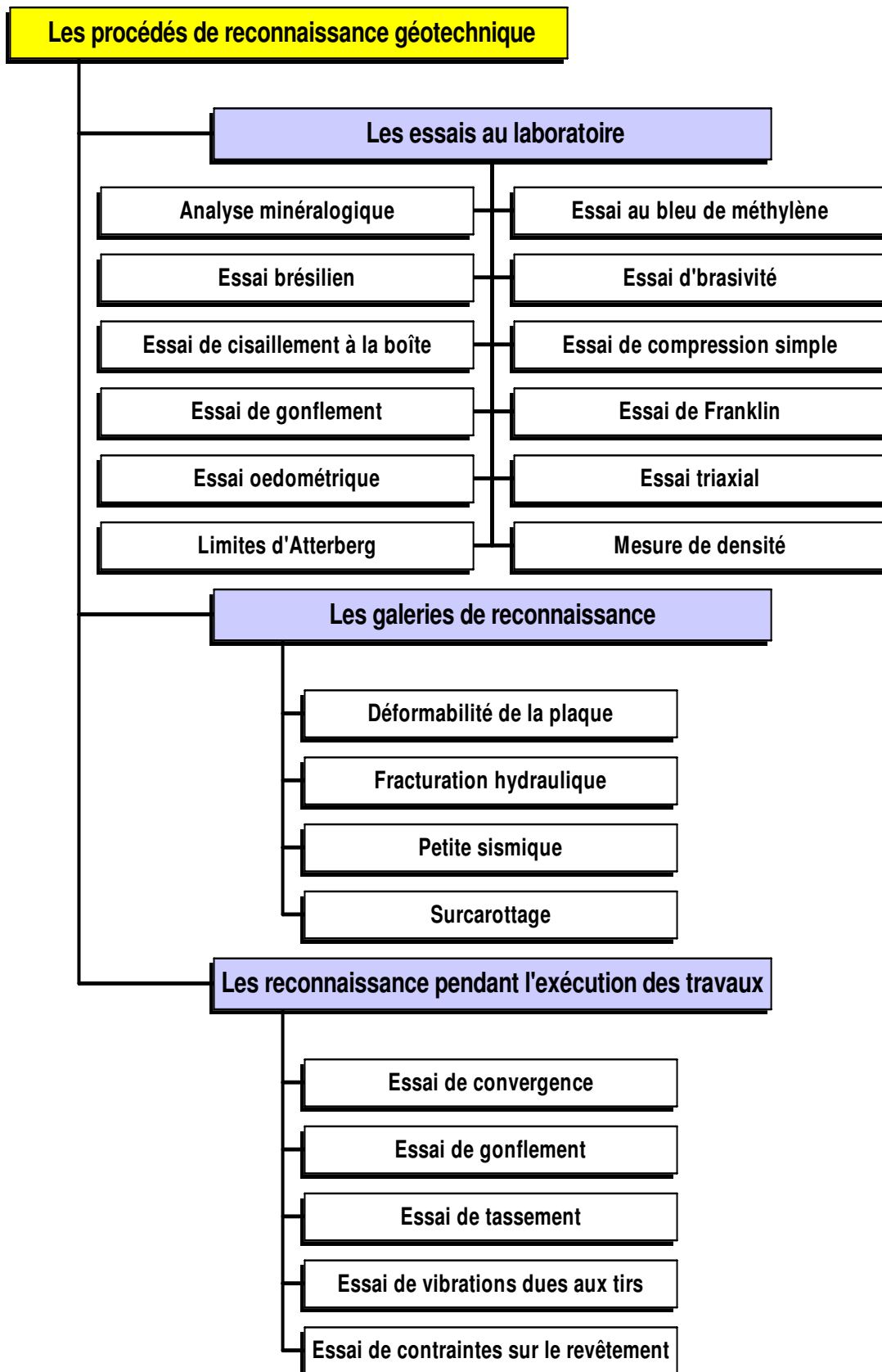


Figure 10. Reconnaissance géotechniques nécessaires pour la réalisation d'un projet souterrain

## 2.4 Méthodes du calcul et du dimensionnement des tunnels

Les méthodes de calcul et de dimensionnement des tunnels ont évolué et développé au cours des années, des nouvelles méthodes de calcul ont apparues, aujourd'hui et avec la disponibilité des outils puissants du calcul, des nouvelles méthodes de calcul numérique des tunnels ont remplacé totalement les méthodes anciennes.

Cette partie abordera brièvement les méthodes principales de calcul des tunnels et leur développement au cours de temps. On peut classer les méthodes de calcul des tunnels dans plusieurs catégories selon l'hypothèse principale qui définit le cadre d'utilisation de chaque méthode. Nous distinguons quatre catégories principales de méthodes de calcul dont nous présentons leurs principes généraux de calcul :

### 2.4.1 Méthodes des calculs empiriques des tunnels

Selon cette catégorie de méthodes de calcul, les ouvrages souterrains sont fréquemment dimensionnés à partir de classifications des massifs rocheux. A travers plusieurs expériences passées au long des années des constructions des ouvrages souterrains des spécialistes ont exploité les résultats tirés afin de développer des méthodes de dimensionnement des ouvrages souterrains se basant sur des classifications des terrains encaissants reposant sur différents paramètres géotechniques. Le choix des paramètres géotechniques et la façon de les utiliser dans le dimensionnement de l'ouvrage fait la différence d'une méthode à l'autre.

Les méthodes empiriques ont certaines avantages : elles sont des méthodes rapides d'emploi et économiques. Elles permettent d'orienter le choix du type de soutènement, mais ne suffisent pas à vérifier la stabilité d'un ouvrage souterrain. La méthode empirique la plus récente est celle de la classification de l'AFTES (Association Française des Travaux en Souterrain).

Le principe de cette méthode empirique apparue au cours de l'année 1993 et repose sur une classification proposée pour plusieurs critères définissant les massifs et le terrain encaissant (AFTES 1,2,3, 2003) :

- ❖ Comportement et résistance mécanique du terrain ;
- ❖ Altérabilité du massif rocheux ;
- ❖ Conditions hydrologiques ;
- ❖ Contraintes naturelles ;
- ❖ Environnement.

Pour chacun des critères énumérés ci-dessus, l'AFTES fournit des recommandations propres à orienter le choix du soutènement: béton projeté, boulons à ancrage ponctuel ou à ancrage réparti, cintres, voussoirs etc.

### 2.4.2 Méthodes de calcul analytiques des tunnels

Les méthodes analytiques permettent une analyse précise de la stabilité de l'ouvrage et le choix du soutènement. Alors, la précision des résultats dépend directement sur l'exactitude

des données géotechniques extraites auprès de la phase de reconnaissance. Les méthodes du calcul analytique peuvent se diviser en deux groupes (Solem, 2005):

Les méthodes d'analyse élastique qui traitent l'entourage de l'excavation comme un milieu élastique et les méthodes analytiques élasto-plastique qui rendent en compte le développement d'une zone plastique autour de la cavité souterraine due de l'excavation du tunnel.

### **2.4.3 Méthodes de calcul numériques des tunnels**

Les méthodes empiriques globales telle que la classification de l'AFTES permettent d'orienter le choix du type de soutènement, mais ne suffisent pas à vérifier la stabilité d'un ouvrage souterrain. Les méthodes analytiques, telle que la méthode de convergence-confinement, servent souvent d'approche pour l'utilisation ultérieure de méthodes numériques plus précieuses, telles que la méthode des éléments finis par exemple.

Le principe commun des méthodes numériques réside dans la discrétisation de l'espace du problème étudié et dans la résolution des certains nombres d'équations pour obtenir la solution. L'avantage commun principale de ces méthodes qu'elles soient appliquée pour des ouvrages souterrains dans des milieux continu (éléments finis, éléments frontières) ou discontinu (éléments distincts), pour un système de contraintes hydrostatique ou non-hydrostatique, pour toutes les formes des sections et les profondeurs des ouvrages et pour tous types du comportement des terrains encaissants, comportement (élastique,élasto-plastique, élasto-fragile).

Des logiciels de calcul de constructions civils en générales, de calcul géotechnique ou des logiciels spécialisés au calcul des ouvrages souterrains ou des tunnels sont convenable pour résoudre et modéliser un tunnel. Parmi les méthodes numériques nous citons :

- ❖ Eléments finis (FEM) ;
- ❖ Eléments frontières (BEM) ;
- ❖ Différences finies (DFM) ;
- ❖ Eléments distincts (DEM).

Nous présentons le principe et les avantages de la méthode des éléments distincts car nous l'avons utilisé dans la modélisation des tunnels maçonnés.

Cette méthode d'analyse a été proposée par (Cundall, 1976). La méthode des éléments distincts reprend le schéma de résolution explicite des équations présentées par la méthode des différences finies. (La méthode des différences finies est une technique numérique plus ancienne adaptée à la résoudre des systèmes d'équations différentielles avec conditions aux limites). Ce pendant, la méthode des éléments distincts permet d'ajouter la possibilité de tenir en compte les discontinuités dans les milieux étudiés et de les définir par leurs espacements et leurs orientations, (Raffard, 2000)

Prenant en compte que le modèle numérique doit représenter le comportement de discontinuités et le comportement de la matrice des blocs, le DEM utilise un pas de temps explicite qui permet la prise en compte de grands déplacements, rotations et d'un

comportement constitutif non linéaire générale (pour la matrice rocheuse et pour les joints). (Cundall et al. 1979).

La détermination des forces agissant entre les blocs se fait à partir des lois de reliant les contraintes aux déformations par le biais des raideurs normales et tangentielles. Par contre la détermination de déplacement (le mouvement relatif entre les arêtes des blocs adjacents du joint) est défini par la loi de comportement des joints donnant les contraintes et les forces de contact correspondantes, (Lemos et al. , 1987).

La méthode des éléments distincts permet de visualiser le comportement du modèle après sa rupture pour déterminer s'il se stabilise ou s'il évolue vers la ruine.

UDEC (Universal Distinct Element Code) est un logiciel se base sur DEM. Cet outil de calcul numérique est bien adapté pour résoudre les problèmes comportant des systèmes des joints ou des systèmes consistant en assemblage des joints et de blocs soumis à des conditions quasi-statiques ou dynamiques. Donc c'est un outils puissant pour résoudre les problèmes liés au travaux souterrains dont les tunnels. Nous utiliserons ce code de calcul dans la partie de la modélisation. (Itasca, 2000).

Le diagramme de la figure 11 donne les détails des méthodes intégrées sous chaque catégorie de méthodes des calculs des tunnels.

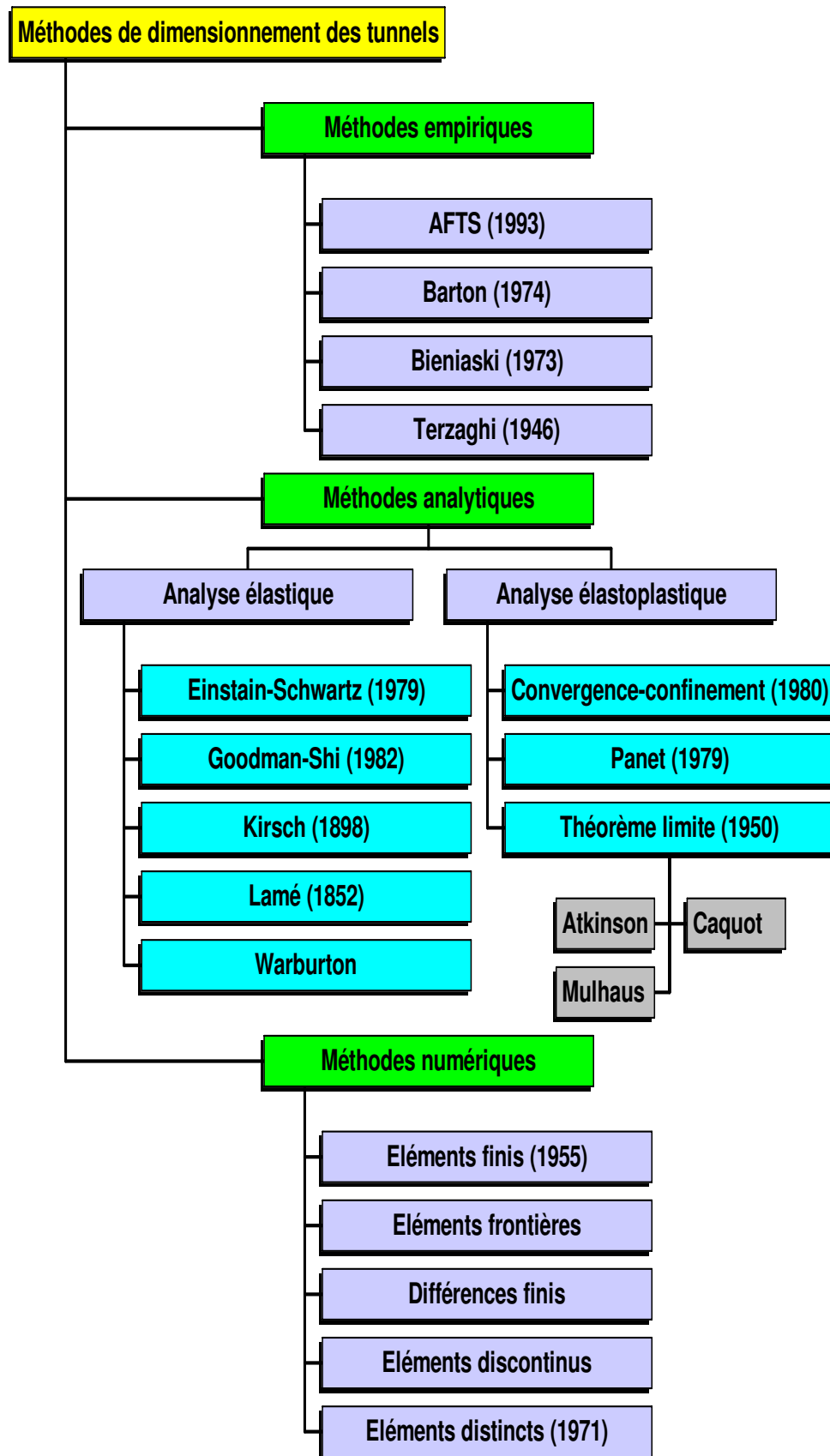


Figure 11. Méthodes des calculs des tunnels

## 2.5 Creusement des tunnels

Depuis la plus haute antiquité, les hommes construisent des tunnels. Autrefois creusés au pic et à la main, les techniques de construction se sont depuis progressivement développées. Les techniques de creusement ont beaucoup évolué ces dernières années. Le choix de la méthode de creusement est un point décisif du projet d'un point de vue financier et planification.

Les différents procédés d'excavation peuvent se faire suivant différents modes d'attaque, en fonction de la qualité du terrain rencontré :

- **Creusement à pleine section** : est bien adapté aux terrains homogènes sur une grande longueur, nécessitant un soutènement léger tel que le boulonnage et le béton projeté.

- **Creusement en demi-section** : plutôt adapté en présence de terrains hétérogènes nécessitant l'emploi d'un soutènement important. Pour ce type de creusement, on réalise d'abord le creusement de la partie supérieure de la section, la partie inférieure étant réalisée avec un décalage dans le temps.

- **Creusement en section divisée** : est choisi quand les caractéristiques du terrain sont insuffisantes pour assurer un soutènement du front de taille dans une ouverture en pleine ou demi-section. Cette technique consiste en l'ouverture préalable d'une ou de plusieurs galeries de petite section dont une partie du soutènement participe au soutènement final. Il consiste en l'ouverture préalable d'une ou de plusieurs galeries de petite section dont une partie du soutènement participe au soutènement final. Cette méthode a pour conséquence importante de retarder le moment où toute la section du tunnel sera exécutée. Chaque étape du creusement doit être parfaitement contrôlée de façon à maîtriser l'évolution du terrain. Plusieurs manières de diviser la section sont possibles.

La figure 12 montre les trois types d'attaque au front de taille.



Figure 12. Différentes techniques du creusement [1], [2]

Nous pouvons classer les principales méthodes d'excavation en 3 grandes familles :

- ❖ Le creusement à explosif (*drill and blast*) ;
- ❖ Le creusement mécanique d'attaque ponctuelle ;
- ❖ Le creusement mécanique d'attaque globale (Tunnel Boring Machine TBM).



### **2.5.1 Le creusement à explosif (drill and blast)**

**Le creusement** avec emploi d'explosifs a été pendant de nombreuses années la méthode la plus utilisée pour l'excavation des tunnels dans les roches de dureté moyenne à élevée, à tel point qu'elle est également connue comme la *méthode 'conventionnelle' d'excavation*. Elle est généralement utilisée pour l'exécution des tunnels situés dans les roches pour lesquelles un abattage manuel (marteaux piqueurs, pelle hydraulique) ou un terrassement mécanique n'est plus envisageable, du point de vue technique ou économique. Les principes de ces méthodes et les types de matériel utilisés ne varient pas fondamentalement en fonction des terrains (Gesta 1,1994).

Cette méthode est bien adaptée avec tout type de terrain, à l'exception bien évidemment des sols meubles, pour réaliser des sections pleines ou partielles. Ce type de creusement convient à des tunnels de sections de formes géométriques variées et réalisés en pleine section ou en section divisée (Bickel et al., 2003).

#### **- Principe général**

Dans la méthode de creusement à l'explosif, une grande quantité d'énergie est libérée lors de l'explosion dans un temps très court (généralement inférieur à une seconde). C'est cette énergie qui permet de réaliser l'excavation. L'onde de choc produite par l'explosion se propage à une vitesse supérieure à celle du son (2 000 à 8 000 m/s dans le cas des explosifs habituels) dans l'air ou dans la roche encaissante. Si la détonation a lieu dans un espace limité, la partie principale de l'énergie est transformée en pression par la compression des gaz émis. Cette pression, compte tenu du volume des gaz dégagés et de l'élévation de température, peut atteindre plusieurs milliers de méga pascals. Elle entraîne la fragmentation de la roche.

La séquence de tir prévoit normalement de faire sauter d'abord les charges situées au centre du front de taille, afin de dégager un bouchon, puis de faire sauter les charges de plus en plus périphériques avec un retard de quelques micro-secondes (Gesta 1,1994).

#### **- Les opérations cycliques**

Cette technique d'abattage s'effectue pour chaque volée d'avancement de manière cyclique selon les opérations élémentaires suivantes:

- ❖ Traçage et perforation du plan de tir ;
- ❖ Chargement des trous de mines et tir de la volée ;
- ❖ Ventilation et purge de l'excavation ;
- ❖ Evacuation des déblais du front de taille (marinage) ;
- ❖ Gunitage et mise en place du soutènement convenable (selon la nécessité) .

La figure 13 résume les cycles successifs de cette mode d'excavation.

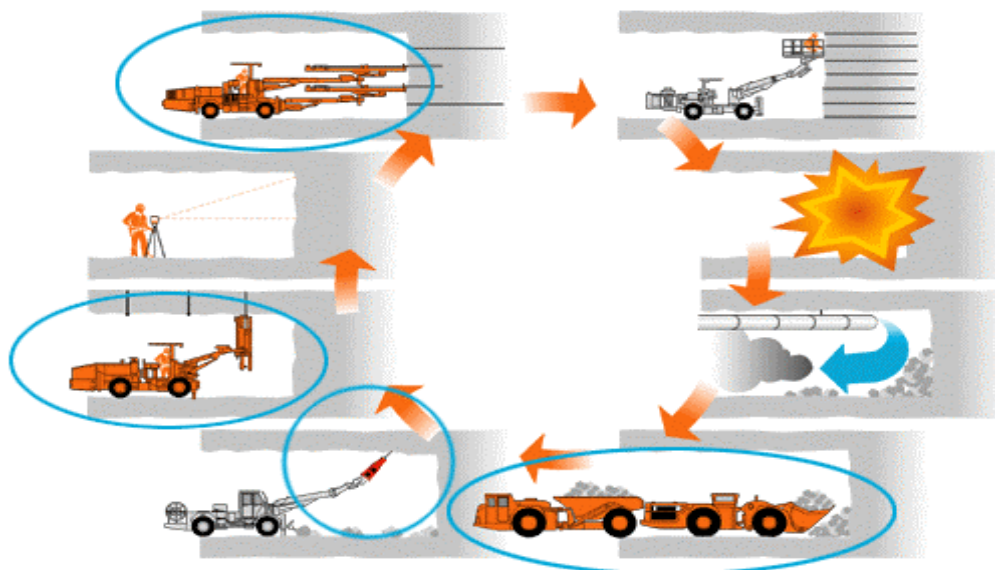


Figure 13. Les cycles successifs du creusement à l'explosif [3]

Le traçage du plan de tir sur le front de taille tient compte des caractéristiques géométriques et géomécaniques du front de taille (fracturation, hétérogénéité), où la qualité des roches joue un rôle considérable.

La préparation ou la perforation des trous de mine de la volée s'effectue au moyen d'outils perforateurs qui suivant les dimensions de la section à réaliser. Ils sont soit simplement montés sur des poussoirs (marteaux-poussoirs), soit montés sur des bras à glissière constituant ainsi des jumbos de forage automoteur de 2 à 5 bras avec nacelle.

Après le réalésage des trous tracés sur le plan de tir, on les alimente en charges explosives unitaires et on détermine les délais d'amorçage. Le système d'amorçage est constitué de plusieurs détonateurs électriques à micro-retard ou à retard ordinaire par explodeur. Il a été étendu au tir à amorçage séquentiel permettant de découpler l'échelonnement des mises à feu, par le choix d'un délai d'amorçage réglable. D'autre part et dans les conditions critiques où il on peut utiliser des détonateurs non électriques.

Les produits de l'opération de tir sont les déblais, les gaz et les fumées. Dans les tunnels de grande longueur il est indispensable de préparer une galerie d'évacuation spéciale pour permettre une meilleure ventilation du front de taille.

La dernière étape du cycle d'abattage est l'évacuation des déblais du front éclaté. Pour assurer la stabilité des parties réalisées il faut mettre en place un soutènement provisoire.

### **2.5.2 Le creusement mécanique d'attaque ponctuelle**

Le creusement mécanique utilisant des machines d'attaques ponctuelles est employé pour des tunnels de différentes sections complètes ou divisées. Cette technique est généralement consacrée aux travaux souterrains dans des roches moins dures. Les méthodes mécanisées peuvent être également utilisées dans presque toutes les natures de terrains à condition qu'ils

soient relativement homogènes. Les caractéristiques des matériels varient considérablement en fonction des terrains (Panet, 1998).

Les machines d'attaque ponctuelle disposent d'une plate-forme automotrice qui supporte un bras orientable équipé du système de forage. La machine est équipée également d'un dispositif d'évacuation des déblais. Ces machines sont soit des machines à attaque radiale ou des machines à attaque transversale (figure 14).

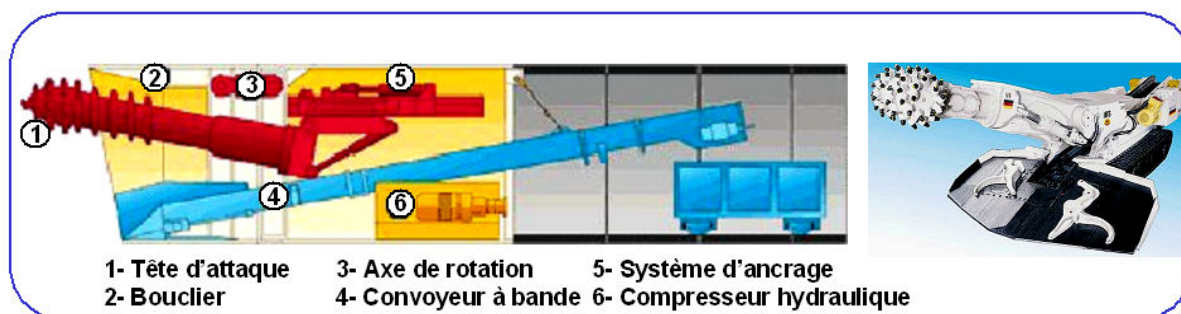


Figure 14. La machine d'attaque ponctuelle [4]

Les méthodes intégrées sous le principe d'attaque ponctuelle présentent certains avantages para rapport aux autres méthodes de creusement (CETu 4, 1998). Par rapport à l'explosif, elle entraîne une réduction des vibrations sur les structures avoisinantes, une limitation des ébranlements dans le massif encaissant, une diminution du soutènement et des bétons de remplissage, et un cycle continu d'excavation autorisant parfois de meilleurs rendements.

Par rapport au tunnelier (TBM), les machines d'attaque ponctuelle disposent d'une grande accessibilité au front de taille des tunnels, d'une maniabilité et d'une souplesse d'emploi vis-à-vis des variations de la qualité de terrains. Ce moyen d'abattage reste bien adapté aux travaux en site urbain et à l'exécution de galeries de dimensions faibles à moyennes (reconnaissance, avancement, pilote ou travaux annexes, niches, garages, locaux techniques), voir figure 15.

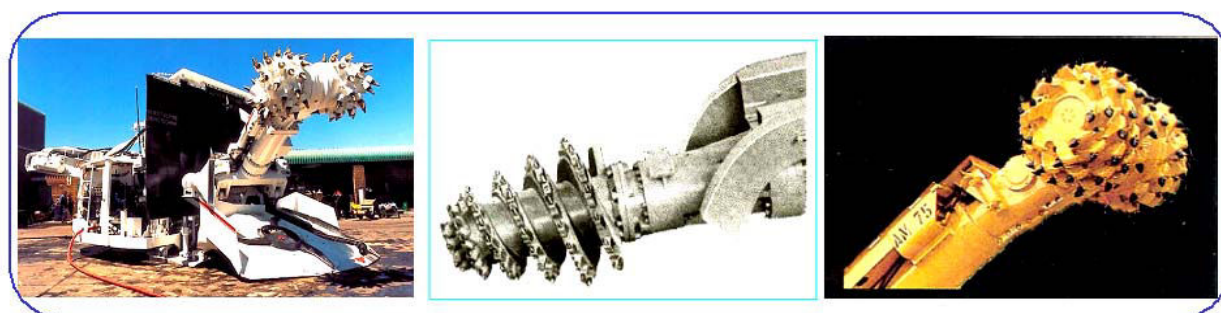


Figure 15. Bras à attaque radiale et bras à attaque transversale [5]

### 2.5.3 Le creusement mécanique d'attaque globale (Tunnel Boring Machine TBM)

Cette méthode convient particulièrement au creusement de tunnels en zones urbaines et pour des tunnels de grande longueur. Dans les terrains meubles, on utilise des foreuses rotatives qui creusent en pleine section circulaire (le tunnelier, figures : 16,17), équipées d'une tête de foration et pourvues d'un poste de guidage.

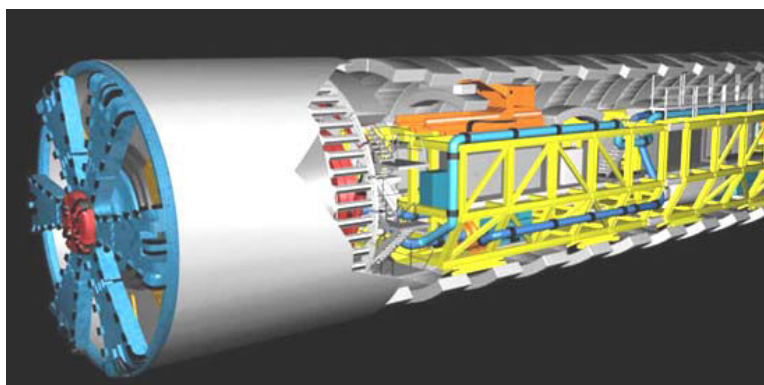


Figure 16. Tunnelier : TBM (Tunnel Boring Machine) [6]

Le tunnelier assure l'excavation des terrains, l'évacuation des déblais et fournit le soutènement provisoire avant l'installation d'un soutènement final. Cette méthode assure un très faible endommagement du massif comparativement au creusement à l'explosif. Un autre avantage de cette méthode est la diminution, voir la suppression totale du soutènement provisoire pour assurer la stabilité du tunnel à court terme de l'excavation. Le tunnelier permet la réduction des quantités de béton nécessaires à la réalisation du soutènement définitif et du revêtement. Le creusement par un tunnelier assure que les travaux sont de très grande qualité et sont réalisés dans des conditions de sécurité optimales (Gesta 2, 1994).

Cette méthode repose sur le double effet du poinçonnement des outils dans le rocher du front de taille par l'intermédiaire des vérins de poussée et celui du mouvement circulaire de la tête de forage sur laquelle sont montés les outils. La position des molettes ou disques sur la tête est telle que les sillons décrits à chaque rotation soient suffisamment proches (de 6 à 10 cm) pour provoquer la rupture de l'arête rocheuse (Gesta 2, 1994).

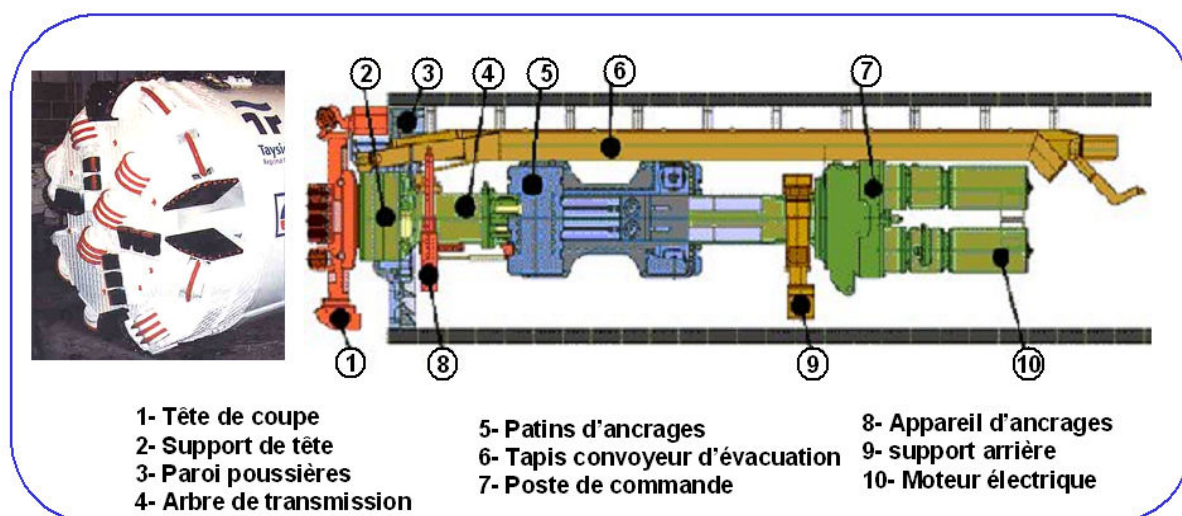


Figure 17. Description générale d'une machine du creusement en section pleine [5]

## 2.6 Comparaison entre les différentes techniques de creusement

Le tableau 7 montre quelques éléments de comparaison de ces trois méthodes de creusement des ouvrages souterrains portant sur la nature géologique des terrains, les caractéristiques géométriques du tunnel, la rentabilité, et les effets résiduels sur les terrains encaissants. (Tarkoy et al., 1991)

Méthode	Explosif	Attaque ponctuelle	Tunnelier (TBM)
Compatibilité avec la géologie	Compatible avec la plupart des environnements géologiques, et types de roches	Les capacités de creusement tombent rapidement quand la résistance à la compression excède 30 à 50 MPa	Excellente exécution dans une roche uniforme L'exécution se dégrade de manière significative dans une roche présentant de grandes variations des propriétés mécaniques
Section de tunnel	Applicable à toute forme de sections	Applicable à toute forme de sections	Limitée à la section circulaire
Période de travail, économie	Optimisation économique du travail Ex : la longueur d'excavation peut être changée selon l'état de roche	La vitesse d'excavation diminue dans la roche dure.	Le coût initial est élevé mais la vitesse d'excavation est élevée, également. La rentabilité peut donc être bonne.
Impacts sur la roche	Impacts élevés et grands influence sur la roche.	L'impact est faible	L'impact est faible

Tableau 6. Comparaison entre les différentes techniques de creusement de tunnels (Tarkoy et al., 1991)

## 2.7 Modes de soutènement

Le creusement d'un tunnel perturbe le système de contraintes naturelles autour la cavité crée et généralement le terrain encaissant agit par certaine réaction. Cette réaction dépende directement la nature et la résistance mécanique du terrain excavé et les caractères géométriques de la cavité.

Le **soutènement** est un système de protection et d'assurance de la stabilité de l'ouvrage contre tous les incidents d'instabilité survenue pendant l'exécution des travaux en exerçant une certaine pression contre le terrain et en supportant le poids du toit de la galerie creusé. Le rôle du soutènement est de permettre l'établissement de cet état d'équilibre dans de bonnes conditions, en limitant l'extension du volume de terrain décomprimé autour de la cavité.

Lorsque le terrain est de bonne qualité (rocher sain peu fracturé), le rôle du soutènement peut se limiter à la maîtrise d'instabilités locales : blocs isolés découpés par le réseau des discontinuités. Les approches analytiques et numériques permettront le calcul des contraintes, déformations et déplacements autour des excavations, ainsi qu'une analyse quantitative du soutènement choisi: elles serviront donc de base à la planification de la campagne de mesure et à l'interprétation des résultats (CETu 4, 1998).

Les méthodes empiriques des calculs de tunnels représentent une approche d'évaluation qualitative et quantitative du soutènement à partir des classes de terrains. Les approches analytiques et numériques permettront le calcul des contraintes, déformations et déplacements autour des excavations, ainsi qu'une analyse quantitative du soutènement choisi.

### **- Les différents types de soutènement**

Le choix du soutènement est lié aux exigences du terrain et à la fonction de protection du personnel puis de celui des usagers. Selon leur mode de fonctionnement, les soutènements sont généralement classés en quatre catégories principales (CETu 4, 1998).

#### *Les soutènements actifs par confinement*

On compte trois types de soutènement actif : les soutènements en béton projeté seul, le béton projeté associé à des cintres légers et le béton coffré. Le soutènement en béton projeté est très souvent utilisé en complément du soutènement métallique (boulons, cintres réticulés) ou en remplacement du blindage métallique. Il peut être renforcé par des fibres métalliques ou par des treillis. Le pré-revêtement en béton coffré est utilisable soit sur de très courtes longueurs, soit en complément d'un soutènement par cintres métalliques.

#### *Les soutènements agissant à la fois par confinement et comme armature du terrain encaissant*

Il s'agit du boulonnage sous ses diverses formes, qu'il soit ou non-associé au béton projeté, aux cintres légers ou aux deux dispositifs simultanément. Il existe trois types de boulons :

- ❖ Boulons à ancrage ponctuel (à coquille ou à la résine) ;
- ❖ Boulons à ancrage réparti (scellés à la résine ou au mortier) ;
- ❖ Barres foncées.

La figure 18 montre les deux types des boulons à ancrage ponctuel et des boulons à ancrage réparti.



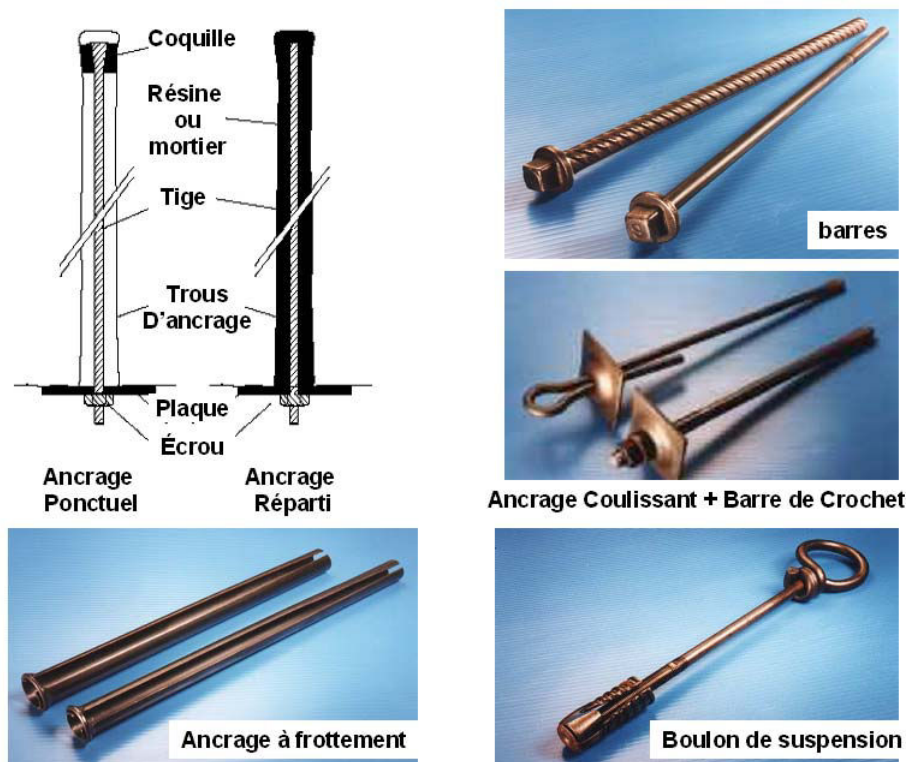


Figure 18. Boulons à ancrage ponctuel et des boulons à ancrage réparti. [7], [8]

Le choix d'un de ces types dépend en premier lieu de la nature du terrain (CETu 4, 1998). La mise en place des boulons à ancrage ponctuel est plus rapide que les boulons à ancrage réparti (continu). Par contre, ils nécessitent un terrain suffisamment résistant pour permettre l'ancrage des boulons. Les boulons à ancrage réparti peuvent être à effet immédiat ou différé, provisoire ou permanent. Ils sont utilisables dans des terrains faiblement résistants.

#### *Les soutènements agissant par supportage*

Autrefois on utilisait beaucoup des dispositifs de soutènement passifs en bois ou en pierres. Aujourd'hui, on utilise davantage des anneaux en béton ou des anneaux métalliques. Les éléments employés sont essentiellement les cintres métalliques et les voussoirs :

- ❖ Cintres lourds ;
- ❖ Cintres légers ;
- ❖ Plaques métalliques assemblées ;
- ❖ Voussoirs en béton ;
- ❖ Tubes préforés (voûte parapluie) ;
- ❖ Boucliers.

On utilise ainsi des cintres lourds, des cintres légers ou des cintres réticulés. Ces derniers, souvent mis en œuvre pour les soutènements en grande section, présentent les deux avantages de facilité de mise en œuvre et de très bonne compatibilité avec le béton projeté, les cintres réticulés, la figure 19 montre les détails des cintres métalliques.

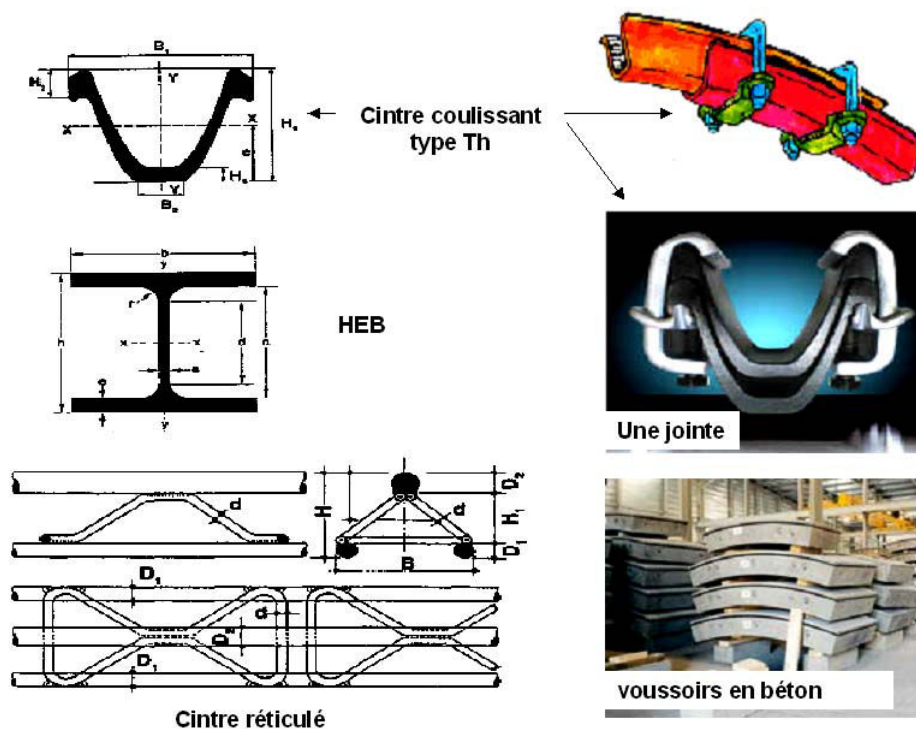


Figure 19. Types de profil de cintres métalliques [7],[9]

Les voussoirs métalliques ou en béton préfabriqué peuvent être mis en place à l'abri d'un bouclier ou directement à l'avancement (en général dans le cas de grandes ouvertures et de faible avancement). Des voussoirs particuliers (généralement en fonte) peuvent être utilisés au droit des niches de secours.

#### *Les soutènements agissant par consolidation*

Ce type de soutènement consiste en une modification des caractéristiques géotechniques ou hydrologiques du terrain par l'injection d'air comprimé ou la congélation permettant leur consolidation :

- ❖ Injection de consolidation ;
- ❖ Congélation.

Ces modes de soutènement sont souvent utilisés avec les tunneliers en pleine section (TBM).

## 2.8 Revêtement

Une fois que l'excavation a déjà été stabilisée par le soutènement, dans les terrains résistants et qui ne montre une réaction contre l'effet de creusement, la stabilité de l'ouvrage est assurée



naturellement, un **revêtement** peut être mis en place afin d'assurer la fonctionnalité de l'ouvrage et de recouvrir et de protéger les installations d'exploitation ou participer à l'esthétique de l'ouvrage (CETu 5, 1998).

Le revêtement n'est en général pas mis en charge. De cette manière, la fonction structurelle du revêtement se limite à offrir une marge de sécurité additionnelle à l'ouvrage, dans les cas où soit le terrain, soit le soutènement mis en place subissent des détériorations, ou dans les cas où l'on devra faire face à des phénomènes de charges différées dans le temps (CETu 5, 1998).

Les principales fonctions du revêtement sont les suivantes:

- ❖ Fonction mécanique aide à assurer la stabilité de l'ouvrage à long terme, augmenter l'efficacité de système de la ventilation et de l'illumination (tunnels routiers) ou de la capacité hydraulique (tunnels pour circulation de fluides) ;
- ❖ Fonction Esthétique et d'Imperméabilisation.

### - Les différents types de revêtement

Parmi les revêtements les plus courants, on retrouve :

#### *Revêtement en béton coffré non-armé*

Il constitue souvent la meilleure solution technique et économique pour satisfaire à l'ensemble des fonctions attendues, dans le domaine routier essentiellement. Pour les tunnels réalisés de manière séquentielle : le revêtement est exécuté indépendamment des opérations d'excavation et de soutènement.

#### *Revêtement en béton projeté*

Utilisé que dans les cas où ne se pose aucun problème lié à la stabilité de l'ouvrage, à son étanchéité et à son confort d'utilisation. Il n'est pas économiquement envisageable pour les ouvrages dont le dimensionnement impose des épaisseurs de béton supérieures à 15 ou 20 cm. Il ne présente pas d'excellentes qualités esthétiques (des procédés de lissage du béton projeté sont toutefois apparues ces dernières années), ni même sur le plan aérodynamique. Des solutions de coques minces en béton projeté, désolidarisées du terrain, peuvent s'avérer intéressantes dans les travaux de réparation ou d'alésage à condition que le terrain encaissant soit auto stable.

#### *Revêtement en béton coffré armé*

Plutôt exceptionnel : on se contente parfois d'armer localement certaines zones du revêtement lorsque les calculs laissent prévoir des contraintes de traction ou de cisaillement notable.

En général, seuls les ouvrages possédant un radier comportent des armatures : les zones les plus sollicitées se situent généralement en clé de voûte, en radier et à la liaison radier-piédroits. Revêtement en voûte actives (réaliser une voûte constituée d'éléments d'arcs juxtaposés, formés de voussoirs préfabriqués).

### *Revêtement en voussoirs préfabriqués*

Ils assurent à la fois une fonction de soutènement et de revêtement dans les ouvrages réalisés au tunnelier. Il s'agit en général de voussoirs préfabriqués en béton armé de 30 à 40 cm d'épaisseur, boulonnés entre eux, avec joints d'étanchéité entre voussoirs d'un même anneau et anneaux successifs.

Dans la solution des *voussoirs universels*, ces voussoirs sont légèrement pincés par rapport à l'axe du tunnel, ce qui permet de suivre le tracé dans toutes les directions : Le vide subsistant entre voussoirs et terrain doit être rempli par un produit de bourrage : coulis actif ou coulis inerte. Il est possible de placer un second anneau de revêtement à l'intérieur du premier. L'utilisation de voussoirs métalliques est également possible. La figure 20 montre quelques types de soutènement et de revêtement des tunnels.

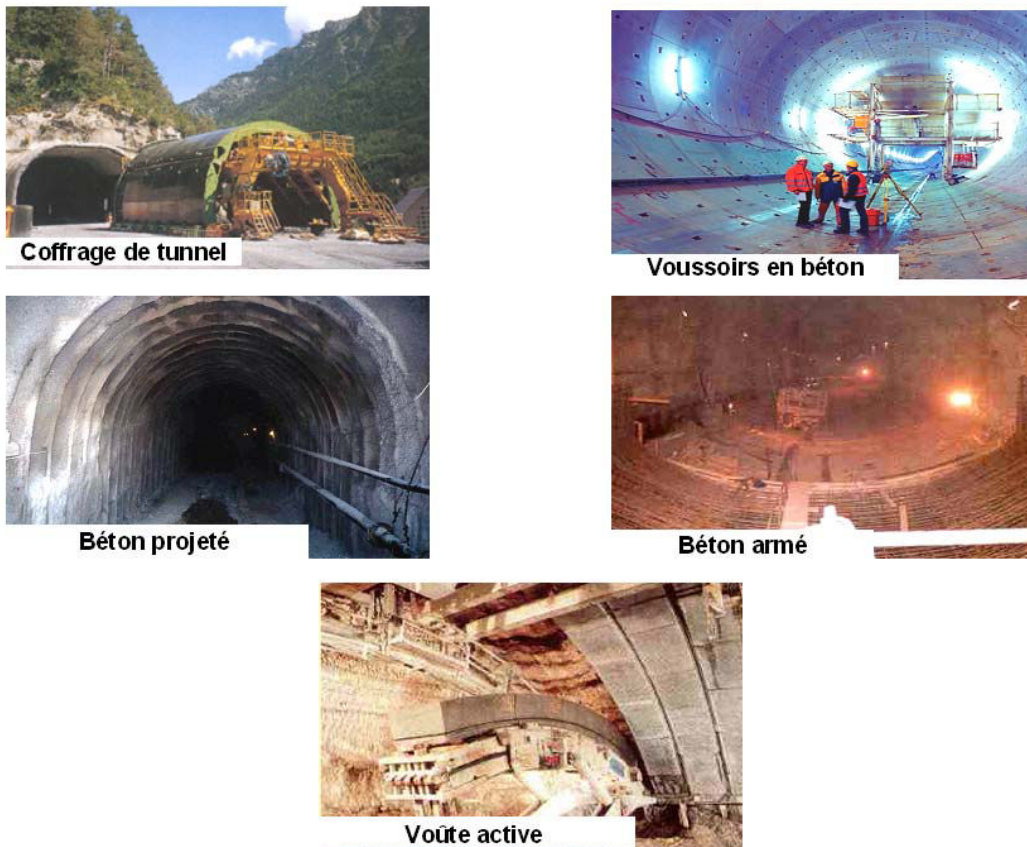


Figure 20. Différents types de soutènement, revêtement [10]

## 2.9 Etanchement des tunnels

L'étanchéification des ouvrages souterrains est une opération qui vise à réduire et contrôler le débit d'eau pénétrant à l'intérieur d'ouvrage souterrain pendant et après son exécution (CETu 5, 1998).

### - Principes des méthodes

Souvent présente dans les terrains encaissants, l'eau endommage généralement les ouvrages souterrains qu'on y creuse ou perturbe leur réalisation ou leur exploitation. Il est donc nécessaire de prévoir des dispositifs pour contrôler son infiltration ou sa circulation dans les ouvrages. Plusieurs techniques sont utilisées dans ce but dont les principales sont : la réalisation de barrières étanches (béton de revêtement éventuellement traité, injections, couches d'étanchéité) et le drainage qui permet de réduire la pression de l'eau et de la laisser circuler librement dans un système artificiel qui protège l'ouvrage de l'intérieur (voûte parapluie), voir figure 21.

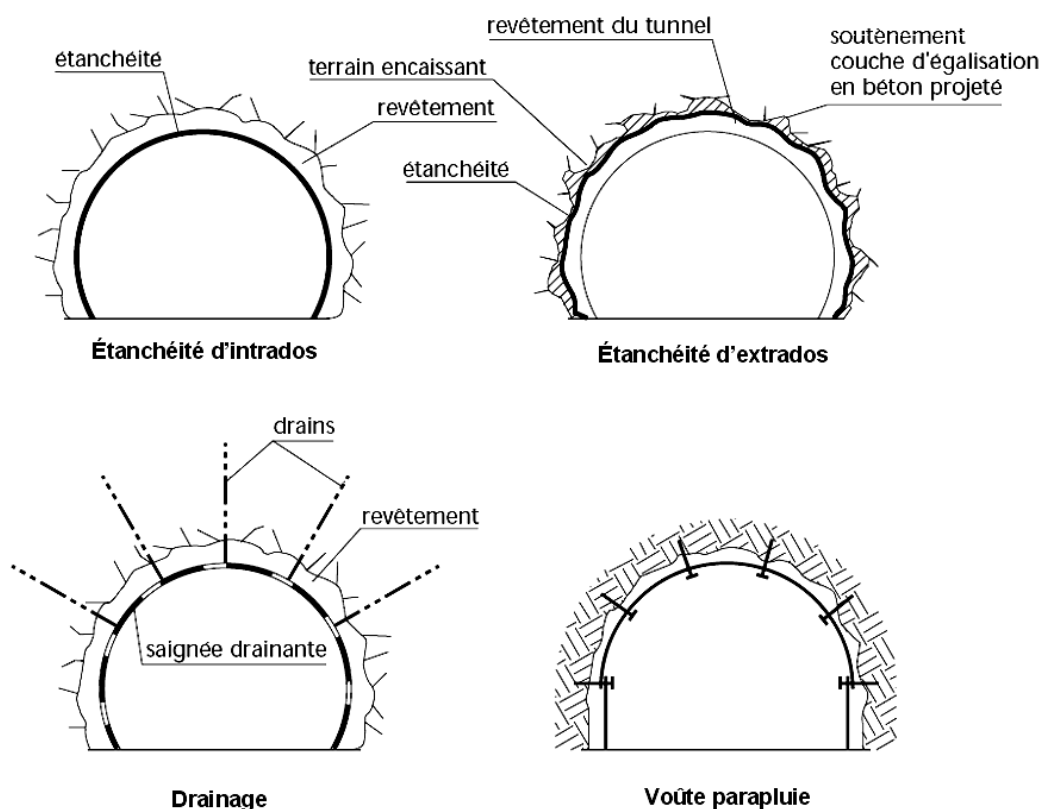


Figure 21. Principaux techniques d'étanchéité [11]

## 2.10 Conclusion

L'objectif de ce chapitre était de rappeler les principales étapes nécessaires à suivre pour la construction d'un nouveau projet souterrain et de donner les concepts initiaux correspondant à chaque étape.

Les travaux souterrains sont des travaux publics qui ont développé d'une façon spectaculaire au cours des dernières années, grâce aux progrès dans le domaine de mécanique des sols et des roches que dans celui de la technologie du creusement mécanique ou à l'abattage l'explosif grâce au perfectionnement des machines disponibles et grâce aux nouvelles techniques de soutènement plus directement adaptées aux conditions rencontrées.

Les progrès dans tous les domaines cité au-dessus ont permis également d'améliorer la sécurité des ouvriers et des équipages pendant l'exécution des travaux et de réduire les délais

d'exécution et aussi les coûts. Les travaux de maintenances ont permis également d'améliorer la sécurité des ouvrages et les usagers.

Nous avons cité dans ce chapitre les méthodes principales utilisées dans la domaine de la construction en souterrain, les techniques du creusement, les modes du soutènement et les procédés de revêtement.

**Annexe III :**  
**Suite des résultats d'analyses, lecture de la base électronique de la**  
**base de données**

### 3.1 Résultats de l'analyse factorielle des correspondances

Dans ce paragraphe, nous présentons tous les résultats issus de l'analyse factorielle de correspondance d'une manière détaillée :

#### 3.1.1 Etude des phénomènes d'instabilité en fonction de leurs causes

```

ANALYSE DES CORRESPONDANCES BINAIRES
VALEURS PROPRES
APERCU DE LA PRECISION DES CALCULS : TRACE AVANT DIAGONALISATION .. 0.9867
                                      SOMME DES VALEURS PROPRES .... 0.9867
HISTOGRAMME DES 4 PREMIERES VALEURS PROPRES
-----+-----+-----+-----+-----+
| NUMERO | VALEUR | POURCENTAGE | POURCENTAGE |
|         | PROPRE |              | CUMULE      |
|-----+-----+-----+-----+
| 1      | 0.5345 | 54.17       | 54.17      |
|-----+-----+-----+-----+
| 2      | 0.2382 | 24.14       | 78.31      |
| 3      | 0.1737 | 17.60       | 95.91      |
| 4      | 0.0403 | 4.09        | 100.00     |
|-----+-----+-----+-----+

```

Le tableau des valeurs propres montre l'importance des trois premiers axes factoriels qui représentent près de 96% de l'inertie totale des valeurs propres.

```

COORDONNEES, CONTRIBUTIONS DES FREQUENCES SUR LES AXES 1 A 4
FREQUENCES ACTIVES
-----+-----+-----+-----+-----+
|          FREQUENCES          |          COORDONNEES          |          CONTRIBUTIONS          |          COSINUS CARRES          |
|-----+-----+-----+-----+-----+
| IDEN - LIBELLE COURT | P.REL | DISTO | 1 | 2 | 3 | 4 | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 |
|-----+-----+-----+-----+-----+
| CA01 - terrain déformable | 17.62 | 0.27 | 0.03 | -0.03 | -0.33 | -0.40 | 0.00 | 0.0 | 0.1 | 10.9 | 71.4 | 0.0 | 0.00 | 0.00 | 0.39 | 0.60 |
| CA02 - terrain gonflant | 9.52 | 0.79 | -0.48 | -0.73 | -0.12 | 0.13 | 0.00 | 4.1 | 21.3 | 0.8 | 3.9 | 0.0 | 0.29 | 0.67 | 0.02 | 0.02 |
| CA03 - terrain fluant | 1.90 | 2.30 | -0.45 | -1.42 | -0.21 | 0.15 | 0.00 | 0.7 | 16.2 | 0.5 | 1.1 | 0.0 | 0.09 | 0.88 | 0.02 | 0.01 |
| CA04 - rencontre d'un | 10.48 | 0.84 | 0.73 | 0.14 | -0.50 | 0.20 | 0.00 | 10.6 | 0.9 | 14.8 | 10.0 | 0.0 | 0.64 | 0.02 | 0.29 | 0.05 |
| CA05 - creusement sous | 1.43 | 0.24 | -0.35 | 0.33 | -0.05 | 0.10 | 0.00 | 0.3 | 0.6 | 0.0 | 0.4 | 0.0 | 0.50 | 0.45 | 0.01 | 0.04 |
| CA06 - rencontre de vieux | 0.48 | 1.59 | 1.00 | 0.49 | -0.56 | 0.21 | 0.00 | 0.9 | 0.5 | 0.9 | 0.5 | 0.0 | 0.63 | 0.15 | 0.20 | 0.03 |
| CA07 - eau souterraine | 17.14 | 1.32 | 0.91 | 0.12 | 0.68 | -0.02 | 0.00 | 26.9 | 1.0 | 45.8 | 0.2 | 0.0 | 0.64 | 0.01 | 0.35 | 0.00 |
| CA08 - forte profondeur | 1.43 | 6.25 | 0.63 | -2.23 | 0.94 | -0.05 | 0.00 | 1.0 | 29.8 | 7.2 | 0.1 | 0.0 | 0.06 | 0.80 | 0.14 | 0.00 |
| CA09 - défaillance du sup | 1.43 | 1.59 | 1.00 | 0.49 | -0.56 | 0.21 | 0.00 | 2.7 | 1.4 | 2.6 | 1.5 | 0.0 | 0.63 | 0.15 | 0.20 | 0.03 |
| CA10 - erreur de concep | 4.29 | 0.67 | 0.55 | 0.44 | -0.39 | 0.17 | 0.00 | 2.4 | 3.4 | 3.7 | 3.1 | 0.0 | 0.45 | 0.28 | 0.22 | 0.04 |
| CA11 - explosion | 0.95 | 1.59 | 1.00 | 0.49 | -0.56 | 0.21 | 0.00 | 1.8 | 1.0 | 1.7 | 1.0 | 0.0 | 0.63 | 0.15 | 0.20 | 0.03 |
| CA12 - incendie | 9.52 | 1.14 | -1.02 | 0.25 | 0.21 | 0.05 | 0.00 | 18.4 | 2.5 | 2.4 | 0.6 | 0.0 | 0.91 | 0.05 | 0.04 | 0.00 |
| CA13 - glissement terrain | 1.43 | 1.59 | 1.00 | 0.49 | -0.56 | 0.21 | 0.00 | 2.7 | 1.4 | 2.6 | 1.5 | 0.0 | 0.63 | 0.15 | 0.20 | 0.03 |
| CA14 - séisme | 1.90 | 2.41 | 0.55 | -1.30 | -0.59 | 0.23 | 0.00 | 1.1 | 13.6 | 3.9 | 2.5 | 0.0 | 0.13 | 0.70 | 0.15 | 0.02 |
| CA15 - vieillissement MTC | 20.48 | 0.79 | -0.83 | 0.27 | 0.14 | 0.07 | 0.00 | 26.4 | 6.3 | 2.2 | 2.2 | 0.0 | 0.88 | 0.09 | 0.02 | 0.01 |
|-----+-----+-----+-----+-----+

```

Par exemple le terrain déformable ne participe pas à la construction de premier axe factoriel tandis que la même variable participe à la construction du quatrième axe par une contribution de 71,4%.

COORDONNEES, CONTRIBUTIONS ET COSINUS CARRES DES INDIVIDUS  
AXES 1 A 4

IDENTIFICATEUR	P.REL	DISTO	COORDONNEES					CONTRIBUTIONS					COSINUS CARRES				
			1	2	3	4	0	1	2	3	4	0	1	2	3	4	0
PH01 : Effondrement	38.57	0.65	0.73	0.24	-0.23	0.04	0.00	38.5	9.2	12.1	1.6	0.0	0.83	0.09	0.08	0.00	0.00
PH02 : Désordres	46.67	0.58	-0.74	0.12	0.09	0.01	0.00	48.3	2.9	2.0	0.1	0.0	0.96	0.03	0.01	0.00	0.00
PH03 : Inondation	4.76	4.42	1.21	-0.24	1.70	-0.13	0.00	13.1	1.2	79.0	2.0	0.0	0.33	0.01	0.65	0.00	0.00
PH04 : Convergence	9.05	2.36	0.08	-1.51	-0.26	0.05	0.00	0.1	86.7	3.6	0.6	0.0	0.00	0.97	0.03	0.00	0.00
PH05 : Tassement Sur	0.95	4.68	0.05	-0.06	-0.79	-2.01	0.00	0.0	0.0	3.4	95.6	0.0	0.00	0.00	0.13	0.87	0.00

Les tableaux d'analyse des variables et des individus confirment l'importance des trois premiers axes factoriels.

Facteur 2- 24.14 %

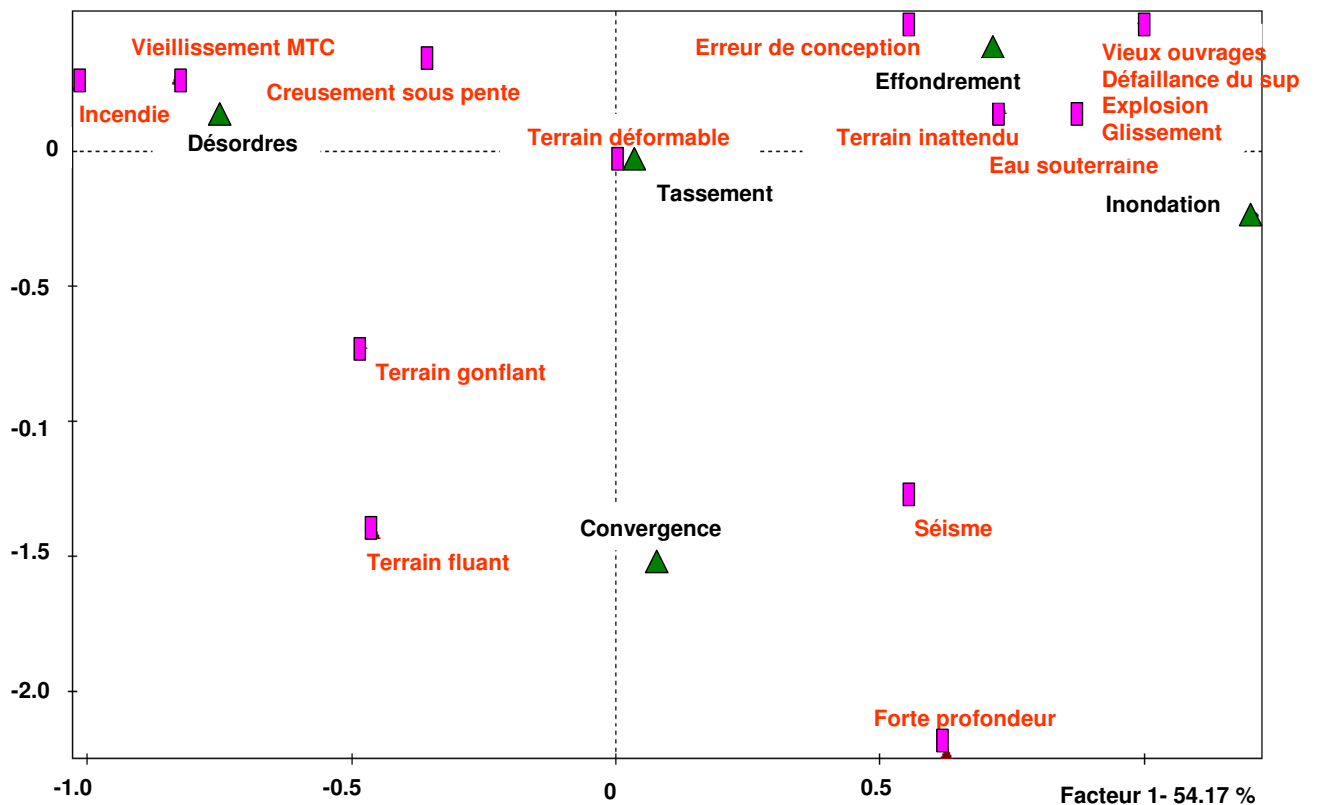


Figure 22. Plan factoriel 1-2 (instabilités x causes)

Sur ce graphique issu de l'analyse, on voit clairement que l'axe factoriel 1 oppose d'une part le phénomène d'effondrement avec l'agglomération de ses causes qui sont respectivement les surprises issues de rencontres de terrains de mauvaise qualité, les erreurs de conception ou d'opérations, les séismes, le glissement des terrains, les explosions, la défaillance du support provisoire et la rencontre de vieux ouvrages.

Les inondations sont pratiquement liées à leur cause hydrologique (eau souterraine sous forte pression et forte pluviométrie). D'autre part, de l'autre côté de cet axe on trouve les désordres locaux et leurs causes : le vieillissement des matériaux de construction, les incendies et le creusement sous pente.

La projection des phénomènes et des causes sur l'axe factoriel 1, montre également une liaison très significative entre les phénomènes de tassement en surface (l'affaissement) et les terrains déformables de mauvaise qualité.

Facteur 3- 17.60%

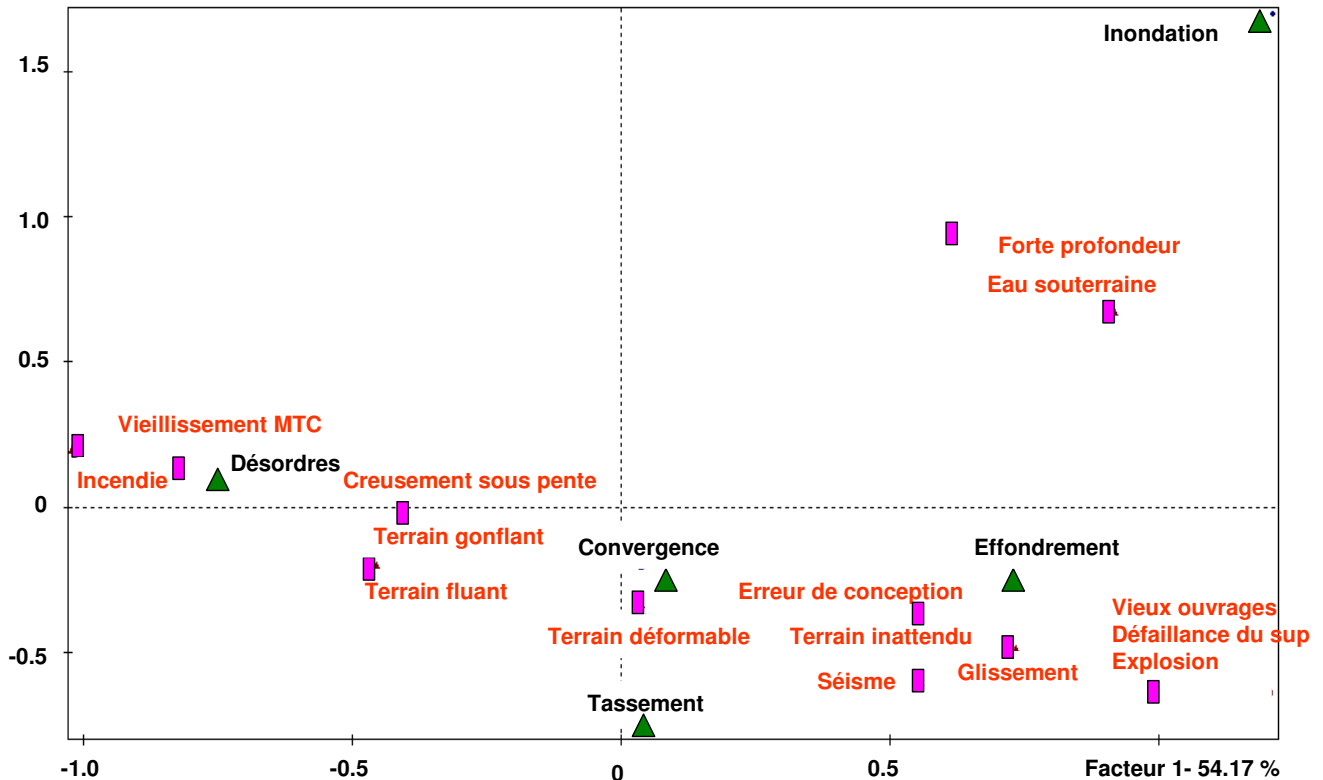


Figure 23. Plan factoriel 1-3 (instabilités x causes)

Le plan factoriel (1-3) confirme presque les mêmes relations entre les phénomènes et les causes présentées dans le plan (1-2). Une information supplémentaire qu'on peut la tirer concerne la convergence attachée à ces causes que sont les terrains déformables, les terrains fluants et les terrains gonflants.

### 3.1.2 Etude des phénomènes d'instabilité en fonction des méthodes de creusement

```

ANALYSE DES CORRESPONDANCES BINAIRES
VALEURS PROPRES
APERCU DE LA PRECISION DES CALCULS : TRACE AVANT DIAGONALISATION .. 0.2580
                                         SOMME DES VALEURS PROPRES .... 0.2580
HISTOGRAMME DES 2 PREMIERES VALEURS PROPRES
-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
| NUMERO | VALEUR | POURCENTAGE | POURCENTAGE |
    
```



	PROPRE		CUMULE	
1	0.2308	89.46	89.46	
2	0.0272	10.54	100.00	*****

Dans ce cas nous avons un seul plan factoriel composé de deux axes factoriels 1 et 2. L'axe 1 représente 89,46% de l'inertie totale ce que lui donne une grande importance.

COORDONNEES, CONTRIBUTIONS DES FREQUENCES SUR LES AXES 1 A 2  
FREQUENCES ACTIVES

FREQUENCES				COORDONNEES				CONTRIBUTIONS				COSINUS CARRES							
IDEN - LIBELLE COURT	P.REL	DISTO		1	2	0	0	0	0	1	2	0	0	0	0	1	2	0	0
MÉ01 - Explosive	9.09	0.27		0.05	-0.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.1	90.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.01	0.99	0.00	0.00
MÉ02 - Mécanique	78.95	0.04		0.19	0.05	0.00	0.00	0.00	0.00	12.5	8.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.93	0.07	0.00	0.00
MÉ03 - Tunnelier (TBM)	11.96	1.69		-1.30	0.04	0.00	0.00	0.00	0.00	87.4	0.7	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.00	0.00	0.00

COORDONNEES, CONTRIBUTIONS ET COSINUS CARRES DES INDIVIDUS  
AXES 1 A 2

INDIVIDUS				COORDONNEES				CONTRIBUTIONS				COSINUS CARRES							
IDENTIFICATEUR	P.REL	DISTO		1	2	0	0	0	0	1	2	0	0	0	0	1	2	0	0
PH01 : Effondrement	38.76	0.01		0.10	-0.07	0.00	0.00	0.00	0.00	1.6	6.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.67	0.33	0.00	0.00
PH02 : Désordres	46.41	0.02		0.06	0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.8	32.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.17	0.83	0.00	0.00
PH03 : Inondation	4.78	4.47		-2.11	-0.09	0.00	0.00	0.00	0.00	92.6	1.6	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.00	0.00	0.00
PH04 : Convergence	9.09	0.28		0.33	-0.41	0.00	0.00	0.00	0.00	4.4	55.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.40	0.60	0.00	0.00
PH05 : Tassement Sur	0.96	0.27		0.40	0.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.7	3.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	0.40	0.00	0.00

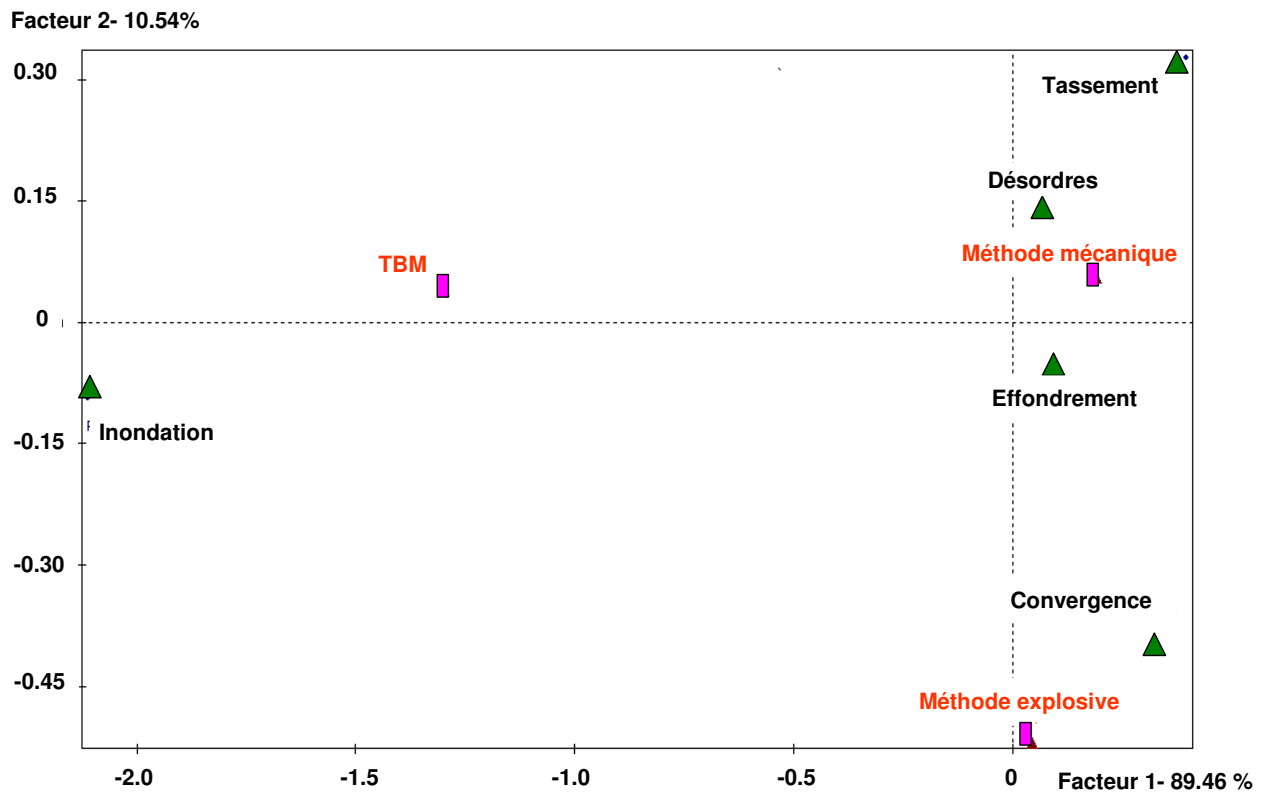


Figure 24. Plan factoriel 1-2 (instabilités x méthode de construction)

La distribution des points dans ce plan factoriel ne montre pas de relations ou des liaisons significatives entre les phénomènes et les méthodes de constructions adoptées lors du creusement des ouvrages, mais par la projection des points sur le deuxième axe permet de distinguer un groupe composé des effondrements et des convergences relativement attachées aux méthodes explosives. Tandis que, les désordres et les tassements en surface sont relativement corrélées aux méthodes d'excavation mécaniques. Néanmoins ces liaisons ne sont pas très significatives.

### 3.1.3 Etude des phénomènes d'instabilité en fonction de la forme de la section de l'ouvrage

```

ANALYSE DES CORRESPONDANCES BINAIRES
VALEURS PROPRES
APERCU DE LA PRECISION DES CALCULS : TRACE AVANT DIAGONALISATION .. 0.4091
                                      SOMME DES VALEURS PROPRES .... 0.4091
HISTOGRAMME DES 2 PREMIERES VALEURS PROPRES
-----+-----+-----+-----+-----+
| NUMERO | VALEUR | POURCENTAGE | POURCENTAGE |
|         | PROPRE |              | CUMULE       |
|-----+-----+-----+-----+
| 1      | 0.2493 | 60.93       | 60.93       |
|-----+-----+-----+-----+
| 2      | 0.1598 | 39.07       | 100.00      |
|-----+-----+-----+-----+

```

Dans ce cas nous avons que deux axes.

COORDONNEES, CONTRIBUTIONS DES FREQUENCES SUR LES AXES 1 A 2  
FREQUENCES ACTIVES

FREQUENCES			COORDONNEES					CONTRIBUTIONS					COSINUS CARRES					
IDEN	LIBELLE COURT	P.REL	DISTO	1	2	0	0	0	0	1	2	0	0	0	1	2	0	0
SE01	Rectangulaire	5.71	2.86	0.79	-1.49	0.00	0.00	0.00	0.00	14.5	79.8	0.0	0.0	0.0	0.22	0.78	0.00	0.00
SE02	Voûtée	82.38	0.05	-0.23	0.03	0.00	0.00	0.00	0.00	17.2	0.4	0.0	0.0	0.0	0.98	0.02	0.00	0.00
SE03	Circulaire	11.90	1.70	1.20	0.51	0.00	0.00	0.00	0.00	68.4	19.7	0.0	0.0	0.0	0.84	0.16	0.00	0.00

COORDONNEES, CONTRIBUTIONS ET COSINUS CARRES DES INDIVIDUS  
AXES 1 A 2

INDIVIDUS			COORDONNEES					CONTRIBUTIONS					COSINUS CARRES					
IDENTIFICATEUR	P.REL	DISTO	1	2	0	0	0	0	1	2	0	0	0	1	2	0	0	0
PH01 : Effondrement	38.57	0.03	-0.16	0.08	0.00	0.00	0.00	0.00	3.9	1.7	0.0	0.0	0.0	0.78	0.22	0.00	0.00	0.00
PH02 : Désordres	46.67	0.01	-0.02	-0.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.1	1.6	0.0	0.0	0.0	0.06	0.94	0.00	0.00	0.00
PH03 : Inondation	4.76	4.56	2.03	0.66	0.00	0.00	0.00	0.00	78.8	13.1	0.0	0.0	0.0	0.90	0.10	0.00	0.00	0.00
PH04 : Convergence	9.05	0.21	-0.46	0.07	0.00	0.00	0.00	0.00	7.6	0.3	0.0	0.0	0.0	0.97	0.03	0.00	0.00	0.00
PH05 : Tassement Sur	0.95	16.50	1.59	-3.74	0.00	0.00	0.00	0.00	9.7	83.2	0.0	0.0	0.0	0.15	0.85	0.00	0.00	0.00

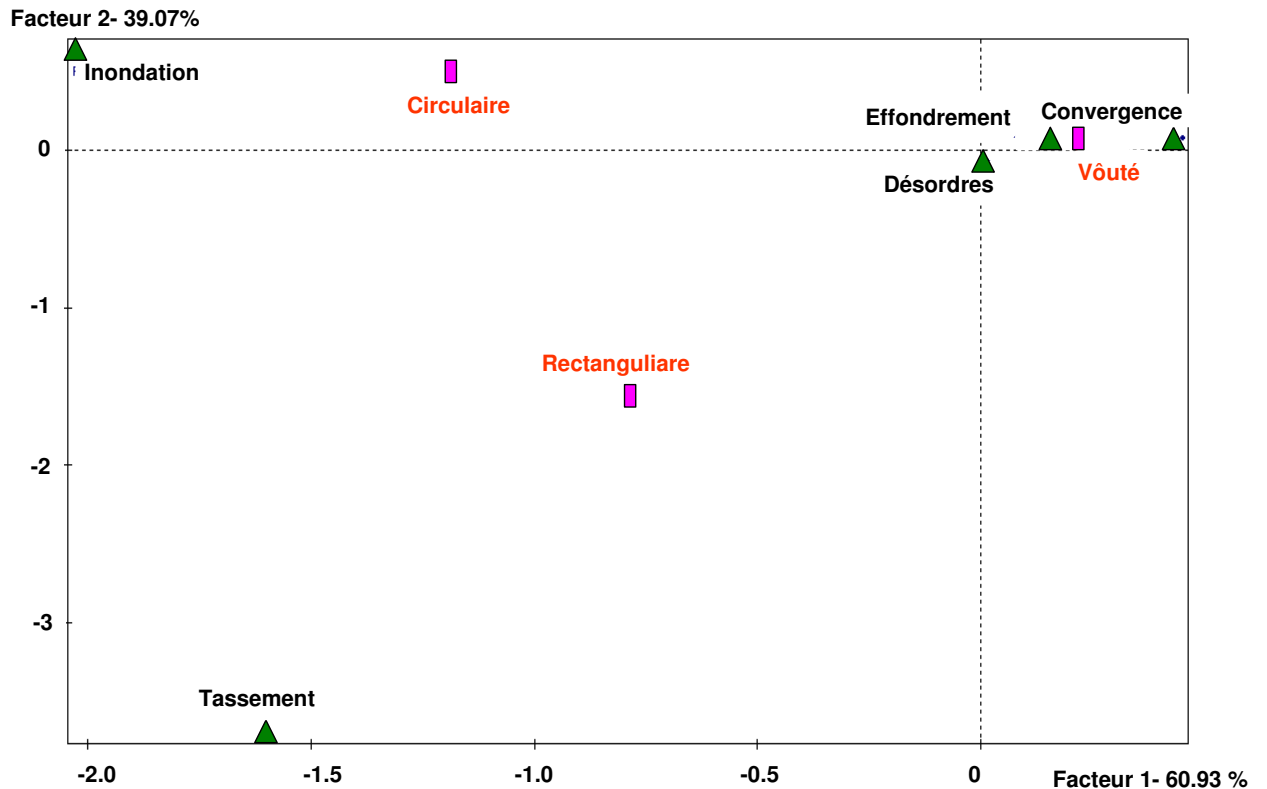


Figure 25. Plan factoriel 1-2 (instabilités x section de l'ouvrage)

Ce graphique est issu de l'analyse du tableau de croisement des cinq phénomènes avec la variable exprimant la forme de la section selon trois modalités. On voit que l'axe factoriel 1 qui représente 60,93% de l'inertie totale des valeurs propres est un axe de ségrégation entre deux groupes de phénomènes. Il oppose d'une part, les désordres, la convergence et les effondrements très liés aux ouvrages dont la forme de la section est voûtée (forme de fer à cheval) et d'autre part les phénomènes de tassement en surface qui ne sont liés à aucune forme de section particulière.

### 3.1.4 Etude des phénomènes d'instabilité en fonction de la topographie

```

ANALYSE DES CORRESPONDANCES BINAIRES
VALEURS PROPRES
APERCU DE LA PRECISION DES CALCULS : TRACE AVANT DIAGONALISATION .. 0.2328
                                      SOMME DES VALEURS PROPRES .... 0.2328
HISTOGRAMME DES 1 PREMIERES VALEURS PROPRES
+-----+
|-----+
| NUMERO | VALEUR | POURCENTAGE | POURCENTAGE |
|         | PROPRE |              | CUMULE       |
+-----+
|----| 1 | 0.2328 | 100.00 | 100.00
|*****|
+-----+
|-----+

```

Dans ce cas nous avons seulement un axe.

```

COORDONNEES, CONTRIBUTIONS DES FREQUENCES SUR LES AXES 1 A 1
FREQUENCES ACTIVES
+-----+
|-----+
|          FREQUENCES          |          COORDONNEES          |          CONTRIBUTIONS          |          COSINUS CARRES          |
|-----+
|----|
| IDEN - LIBELLE COURT      P.REL DISTO | 1 0 0 0 0 | 1 0 0 0 0 | 1 0 0 0
0 |
+-----+
| TO01 - plaine            68.58 0.11 | 0.33 0.00 0.00 0.00 0.00 | 31.4 0.0 0.0 0.0 0.0 | 1.00 0.00 0.00 0.00
0.00 |
| TO02 - Montagne          31.42 0.51 | -0.71 0.00 0.00 0.00 0.00 | 68.6 0.0 0.0 0.0 0.0 | 1.00 0.00 0.00 0.00
0.00 |
+-----+
COORDONNEES, CONTRIBUTIONS ET COSINUS CARRES DES INDIVIDUS
AXES 1 A 1
+-----+
|-----+
|          INDIVIDUS          |          COORDONNEES          |          CONTRIBUTIONS          |          COSINUS CARRES          |
|-----+
|----|
| IDENTIFICATEUR          P.REL DISTO | 1 0 0 0 0 | 1 0 0 0 0 | 1 0 0 0 0
|
+-----+
| PH01 : Effondrement      42.92 0.55 | 0.98 0.00 0.00 0.00 0.00 | 28.2 0.0 0.0 0.0 0.0 | 1.00 0.00 0.00 0.00 0.00
|
| PH02 : Désordres         43.36 0.00 | -0.05 0.00 0.00 0.00 0.00 | 0.4 0.0 0.0 0.0 0.0 | 1.00 0.00 0.00 0.00 0.00
|
| PH03 : Inondation        4.42 0.69 | -0.83 0.00 0.00 0.00 0.00 | 13.1 0.0 0.0 0.0 0.0 | 1.00 0.00 0.00 0.00 0.00
|
| PH04 : Convergence       8.41 1.56 | -1.25 0.00 0.00 0.00 0.00 | 56.5 0.0 0.0 0.0 0.0 | 1.00 0.00 0.00 0.00 0.00
|
| PH05 : Tassement Sur     0.88 0.46 | 0.68 0.00 0.00 0.00 0.00 | 1.7 0.0 0.0 0.0 0.0 | 1.00 0.00 0.00 0.00 0.00
|
+-----+
|-----+

```

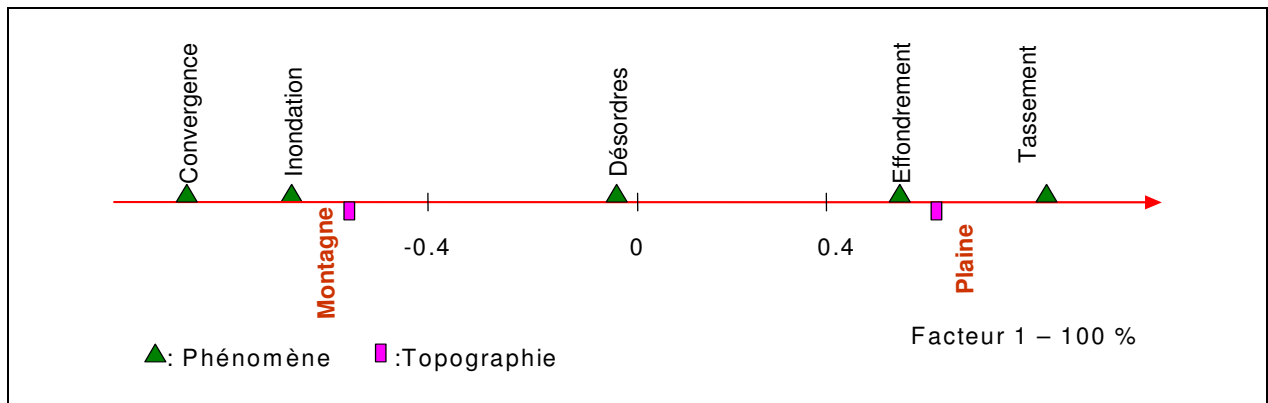


Figure 26. Plan factoriel 1-1 (Instabilités x Topographie)

Cet axe factoriel oppose deux groupes. Une agrégation des effondrements et des deux types de tunnels avec sites plats et une liaison entre les sites de montagne et les convergences et les inondations.

### 3.1.5 Etude des phénomènes d'instabilité avec leurs impacts

```

ANALYSE DES CORRESPONDANCES BINAIRES
VALEURS PROPRES
APERCU DE LA PRECISION DES CALCULS : TRACE AVANT DIAGONALISATION .. 0.0562
SOMME DES VALEURS PROPRES .... 0.0562
HISTOGRAMME DES 3 PREMIERES VALEURS PROPRES
-----+-----
| NUMERO | VALEUR | POURCENTAGE | POURCENTAGE |
|         | PROPRE |              | CUMULE       |
|-----+-----|
| 1      | 0.0370 | 65.86       | 65.86       |
|-----+-----|
| 2      | 0.0130 | 23.09       | 88.95       |
| 3      | 0.0062 | 11.05       | 100.00      |
|-----+-----|

```

Nous avons 3 axes factoriels dont les deux premiers représentent près de 89% d'inertie total.

```

COORDONNEES, CONTRIBUTIONS DES FREQUENCES SUR LES AXES 1 A 3
FREQUENCES ACTIVES
-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
|         | FREQUENCES |         | COORDONNEES |         | CONTRIBUTIONS |         | COSINUS CARRES |
|-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
| IDEN - LIBELLE COURT | P.REL | DISTO | 1 | 2 | 3 | 0 | 0 | 1 | 2 | 3 | 0 | 0 | 1 | 2 | 3 | 0 |
|-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
| IM01 - Local         | 82.86 | 0.01 | 0.07 | 0.00 | -0.02 | 0.00 | 0.00 | 10.3 | 0.1 | 6.7 | 0.0 | 0.0 | 0.90 | 0.00 | 0.10 | 0.00 |
| IM02 - Régional      | 1.43  | 0.75 | 0.62 | -0.09 | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 14.9 | 0.9 | 82.8 | 0.0 | 0.0 | 0.51 | 0.01 | 0.48 | 0.00 |
| IM03 - National      | 14.29 | 0.17 | -0.39 | 0.12 | 0.07 | 0.00 | 0.00 | 60.0 | 15.5 | 10.2 | 0.0 | 0.0 | 0.89 | 0.08 | 0.03 | 0.00 |
| IM04 - International | 1.43  | 1.14 | -0.62 | -0.87 | 0.04 | 0.00 | 0.00 | 14.7 | 83.5 | 0.3 | 0.0 | 0.0 | 0.33 | 0.66 | 0.00 | 0.00 |
|-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
COORDONNEES, CONTRIBUTIONS ET COSINUS CARRES DES INDIVIDUS
AXES 1 A 3
-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
|         | INDIVIDUS |         | COORDONNEES |         | CONTRIBUTIONS |         | COSINUS CARRES |
|-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
| IDENTIFICATEUR | P.REL | DISTO | 1 | 2 | 3 | 0 | 0 | 1 | 2 | 3 | 0 | 0 | 1 | 2 | 3 | 0 | 0 |
|-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+

```

PH01 : Effondrement	38.57	0.02	-0.03	0.14	0.01	0.00	0.00	0.00	0.7	60.3	0.4	0.0	0.0	0.03	0.96	0.00	0.00	0.00
PH02 : Désordres	46.67	0.02	-0.12	-0.10	0.00	0.00	0.00	0.00	17.8	35.4	0.1	0.0	0.0	0.59	0.41	0.00	0.00	0.00
PH03 : Inondation	4.76	0.21	0.35	-0.03	-0.28	0.00	0.00	0.00	16.0	0.4	62.1	0.0	0.0	0.60	0.01	0.39	0.00	0.00
PH04 : Convergence	9.05	0.28	0.50	-0.07	0.13	0.00	0.00	0.00	62.2	3.8	25.0	0.0	0.0	0.92	0.02	0.06	0.00	0.00
PH05 : Tassement Sur	0.95	0.21	0.35	-0.03	-0.28	0.00	0.00	0.00	3.2	0.1	12.4	0.0	0.0	0.60	0.01	0.39	0.00	0.00

Facteur 2- 23.09%

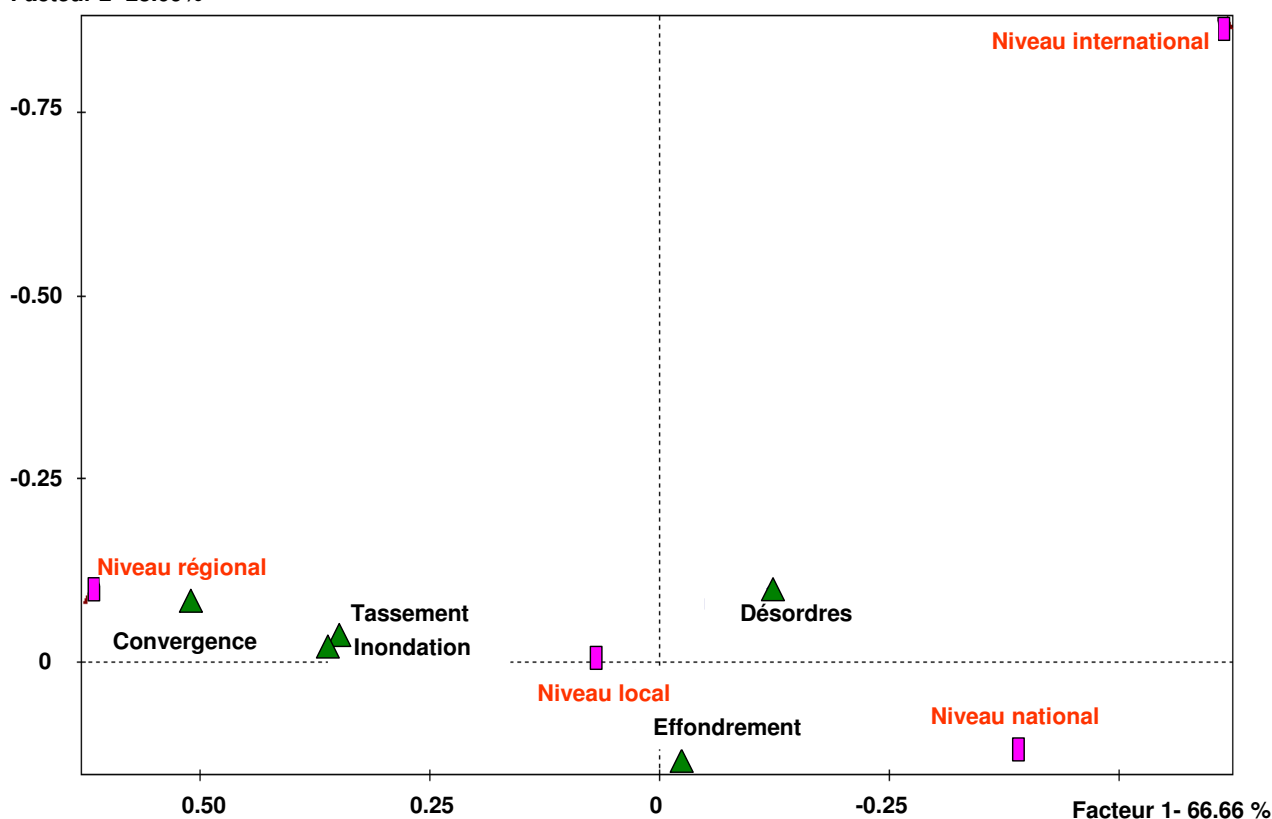


Figure 27. Plan factoriel 1-2 (Instabilités x Impacts socioéconomiques)

Les valeurs de contribution et des cosinus carrés dans les tableaux issus de l'analyse montrent que tous les phénomènes et les variables sont bien présentés sur le plan factoriel 1-2. Dans ce plan près de l'axe 1 on note l'agglomération des phénomènes de convergence, de tassement en surface et d'inondation en liaison avec les conséquences de niveau régional ou local. D'autre part, on observe une liaison entre les phénomènes de désordres et d'effondrement et types d'impacts locaux et nationaux. Par contre on ne voit pas de liaison claire entre les phénomènes et les impacts internationaux.

### 3.1.6 Etude des phénomènes d'instabilité en fonction des longueurs d'ouvrages

ANALYSE DES CORRESPONDANCES BINAIRES  
VALEURS PROPRES  
APERCU DE LA PRECISION DES CALCULS : TRACE AVANT DIAGONALISATION .. 0.3593  
SOMME DES VALEURS PROPRES .... 0.3593  
HISTOGRAMME DES 4 PREMIERES VALEURS PROPRES

NUMERO	VALEUR PROPRE	POURCENTAGE	POURCENTAGE CUMULE
1	0.2930	81.55	81.55
2	0.0518	14.43	95.98
3	0.0127	3.53	99.51
4	0.0017	0.49	100.00

L'histogramme des valeurs propres montre que les deux premiers facteurs sont dominants. Ils représentent environ 96% de l'inertie totale.

COORDONNEES, CONTRIBUTIONS DES FREQUENCES SUR LES AXES 1 A 4  
FREQUENCES ACTIVES

IDEN - LIBELLE COURT	P.REL	DISTO	COORDONNEES				CONTRIBUTIONS				COSINUS CARRES					
			1	2	3	4	0	1	2	3	4	0	1	2	3	4
LON1 - 0-1 Km	10.00	0.06	0.00	0.20	-0.06	-0.12	0.00	0.0	8.0	3.3	78.7	0.0	0.00	0.70	0.07	0.23
LON2 - 1-5Km	26.19	0.13	-0.02	-0.36	0.06	-0.01	0.00	0.0	65.5	6.6	1.6	0.0	0.00	0.97	0.02	0.00
LON3 - 5-10Km	47.62	0.12	0.31	0.15	0.04	0.02	0.00	15.2	20.2	5.3	11.7	0.0	0.80	0.19	0.01	0.00
LON4 - 10-15Km	8.10	0.15	0.00	-0.12	-0.36	0.04	0.00	0.0	2.2	83.8	5.8	0.0	0.00	0.10	0.89	0.01
LON5 - >15Km	8.10	3.10	-1.75	0.16	0.04	0.02	0.00	84.7	4.1	0.9	2.1	0.0	0.99	0.01	0.00	0.00

COORDONNEES, CONTRIBUTIONS ET COSINUS CARRES DES INDIVIDUS  
AXES 1 A 4

IDENTIFICATEUR	P.REL	DISTO	COORDONNEES				CONTRIBUTIONS				COSINUS CARRES						
			1	2	3	4	0	1	2	3	4	0	1	2	3	4	
PH01 : Effondrement	38.57	0.06	0.19	-0.15	0.01	0.04	0.00	4.8	16.3	0.6	39.7	0.0	0.60	0.36	0.00	0.03	0.00
PH02 : Désordres	46.67	0.08	0.22	0.17	0.00	-0.03	0.00	8.0	24.6	0.0	20.7	0.0	0.64	0.35	0.00	0.01	0.00
PH03 : Inondation	4.76	3.72	-1.89	0.27	0.28	0.03	0.00	58.1	6.5	28.5	2.1	0.0	0.96	0.02	0.02	0.00	0.00
PH04 : Convergence	9.05	1.05	-0.97	-0.19	-0.27	-0.03	0.00	29.1	6.6	51.8	3.4	0.0	0.89	0.04	0.07	0.00	0.00
PH05 : Tassement Sur	0.95	2.82	-0.03	-1.58	0.50	-0.25	0.00	0.0	45.9	19.0	34.1	0.0	0.00	0.89	0.09	0.02	0.00

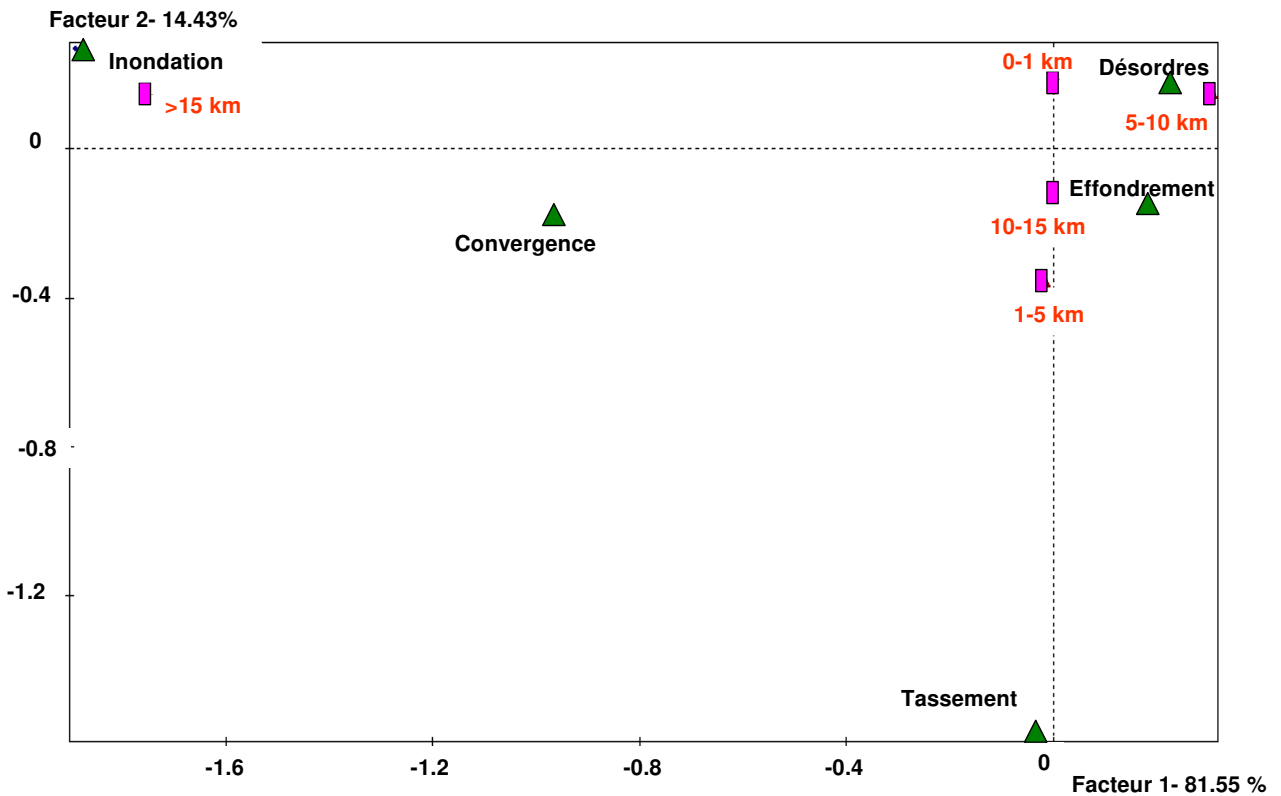


Figure 28. Plan factoriel 1-2 (Instabilités x Section de l'ouvrage)

Sur l'axe 1, on remarque une agglomération significative des phénomènes de désordres, d'effondrement et de tassement en surface avec des ouvrages dont les longueurs sont comprises entre 1 et 15 km. Dans ce nuage, on distingue des liaisons spécifiques : tassements en surface des ouvrages dont les longueurs sont inférieure à 5 km ; effondrements et désordres des tunnels dont les longueurs sont compris entre 5 et 15 km. Sur ce même axe, on voit que le phénomène de convergence est indépendant de la longueur de l'ouvrage. Les accidents issus des inondations concernent des ouvrages dont la longueur dépasse 15 km.

### 3.1.7 Etude des phénomènes d'instabilité en fonction du diamètre des ouvrages

```

ANALYSE DES CORRESPONDANCES BINAIRES
VALEURS PROPRES
APERCU DE LA PRECISION DES CALCULS : TRACE AVANT DIAGONALISATION .. 0.1404
                                       SOMME DES VALEURS PROPRES .... 0.1404
HISTOGRAMME DES 3 PREMIERES VALEURS PROPRES
-----+-----+-----+-----+-----+
| NUMERO | VALEUR | POURCENTAGE | POURCENTAGE |
|         | PROPRE |              | CUMULE       |
|-----+-----+-----+-----+-----+
| 1      | 0.1160 | 82.62       | 82.62       |
|-----+-----+-----+-----+-----+
| 2      | 0.0228 | 16.23      | 98.85      | *****
| 3      | 0.0016 | 1.15       | 100.00     | **
|-----+-----+-----+-----+-----+
    
```

Les deux premiers axes sont dominants, ils représentent 99% de l'inertie totale. Il nous suffit donc d'étudier le nuage des points dans le plan factoriel (1-2).

COORDONNEES, CONTRIBUTIONS DES FREQUENCES SUR LES AXES 1 A 3  
FREQUENCES ACTIVES



FREQUENCES				COORDONNEES					CONTRIBUTIONS					COSINUS CARRES			
IDEN	LIBELLE COURT	P.REL	DISTO	1	2	3	0	0	1	2	3	0	0	1	2	3	0
DIA1	0-5m	6.19	0.21	-0.16	0.41	0.11	0.00	0.00	1.4	46.2	46.2	0.0	0.0	0.13	0.82	0.06	0.00
MIA2	6-10m	25.24	0.34	0.59	-0.01	0.00	0.00	0.00	74.6	0.2	0.0	0.0	0.0	1.00	0.00	0.00	0.00
DIA3	11-15m	66.67	0.04	-0.20	-0.05	0.00	0.00	0.00	23.9	8.6	0.8	0.0	0.0	0.93	0.07	0.00	0.00
DIA4	>15m	1.90	0.59	-0.09	0.73	-0.21	0.00	0.00	0.1	45.0	52.9	0.0	0.0	0.01	0.91	0.08	0.00

COORDONNEES, CONTRIBUTIONS ET COSINUS CARRES DES INDIVIDUS  
AXES 1 A 3

INDIVIDUS				COORDONNEES					CONTRIBUTIONS					COSINUS CARRES				
IDENTIFICATEUR	P.REL	DISTO		1	2	3	0	0	1	2	3	0	0	1	2	3	0	0
PH01 : Effondrement	38.57	0.03		0.00	0.17	-0.02	0.00	0.00	0.0	47.9	13.5	0.0	0.0	0.00	0.98	0.02	0.00	0.00
PH02 : Désordres	46.67	0.02		-0.11	-0.06	0.04	0.00	0.00	5.3	7.7	40.3	0.0	0.0	0.72	0.21	0.08	0.00	0.00
PH03 : Inondation	4.76	2.22		1.49	-0.11	0.01	0.00	0.00	90.8	2.8	0.1	0.0	0.0	0.99	0.01	0.00	0.00	0.00
PH04 : Convergence	9.05	0.11		-0.11	-0.30	-0.08	0.00	0.00	1.0	36.2	38.8	0.0	0.0	0.11	0.83	0.06	0.00	0.00
PH05 : Tassement Sur	0.95	0.50		-0.60	-0.36	-0.11	0.00	0.00	2.9	5.4	7.2	0.0	0.0	0.72	0.26	0.02	0.00	0.00

Facteur 2- 16.23%

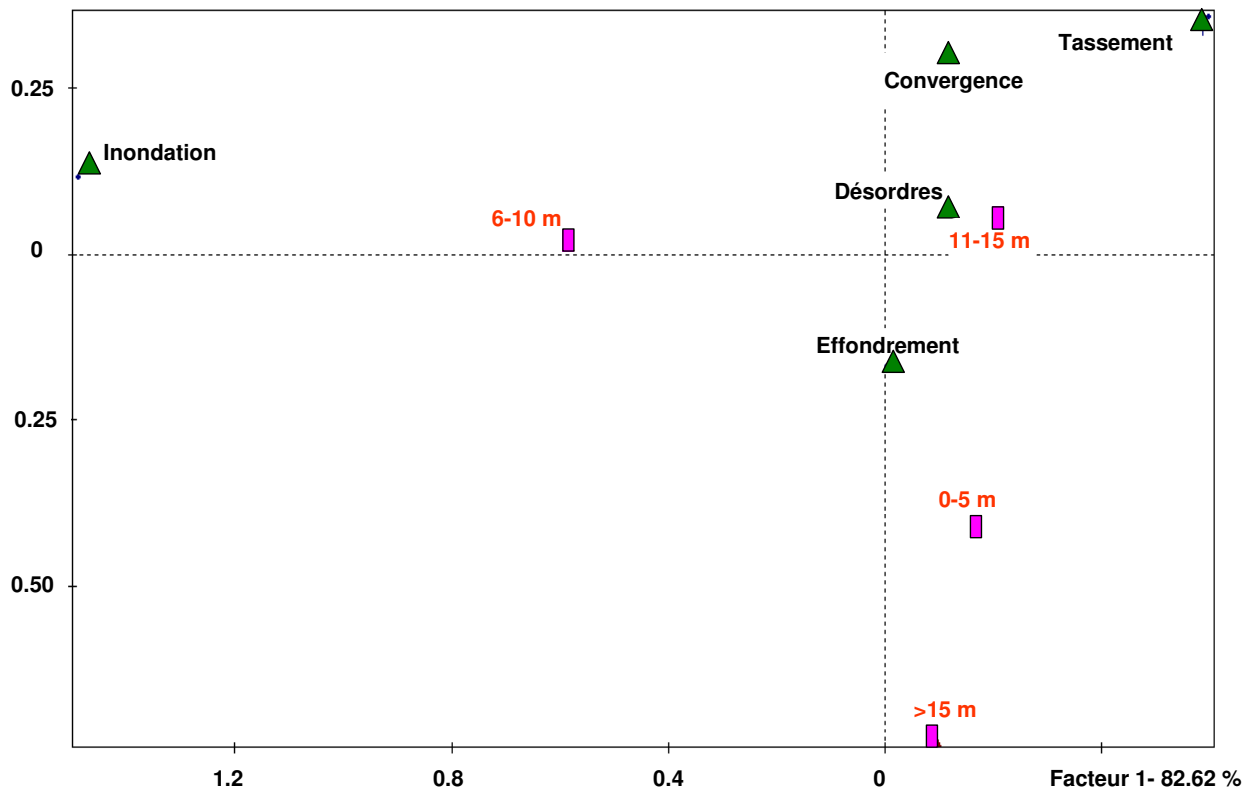


Figure 29. Plan factoriel 1-2 (Instabilités x Diamètre de l'ouvrage)

Ce plan ne montre aucune liaison significative entre un phénomène et une modalité certaine du diamètre sauf les désordres qui semblent pouvoir être mis en relation avec les ouvrages souterrains dont le diamètre est compris entre 11 et 15 m.

### 3.2 Termes principaux d'une section du tunnel voûté

Sur la section d'un tunnel voûté (figure 30), on distingue les éléments principaux suivants :

- ❖ *Calotte* : Partie supérieure et centrale de la voûte ;
- ❖ *Clé (de voûte)* : Section de la voûte située dans son plan de symétrie ;
- ❖ *Piédroits* : Parties verticales de la section transversale du tunnel, elles sont comprises entre la voûte et le sol de fondation de l'ouvrage. Par extension, parties latérales de la section transversale d'un tunnel ;
- ❖ *Radier* : Partie inférieure du tunnel qui est située entre les deux piédroits. Le radier peut être laissé brut ou être constitué par une dalle ou un arc en béton ;
- ❖ *Rein* : Partie de la voûte, elle est comprise entre la calotte et les piédroits.

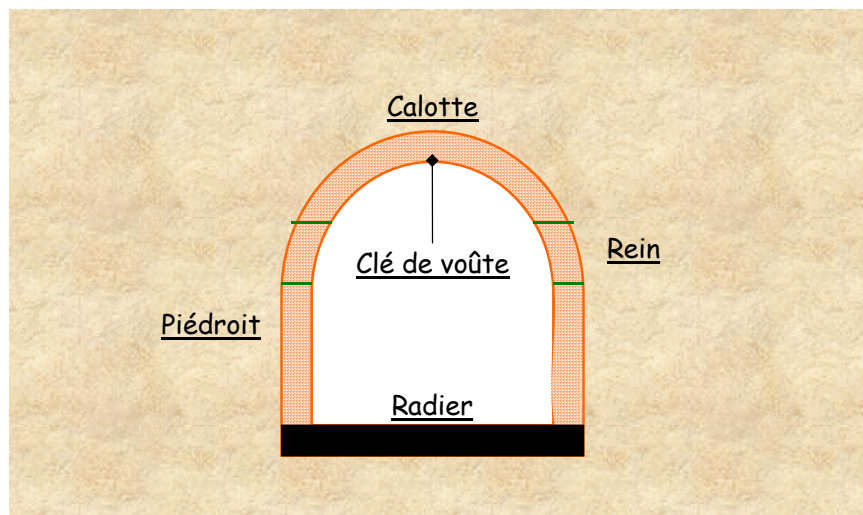


Figure 30. Différentes parties de la section d'un tunnel voûté

### 3.3 Comportement mécanique d'un arc structural, métallique et symétrique encastré et soumis à des charges verticales

On peut rapprocher le fonctionnement d'une voûte en maçonnerie au fonctionnement d'un arc structural, métallique et symétrique encastré et soumis à des charges verticales, figure 31.

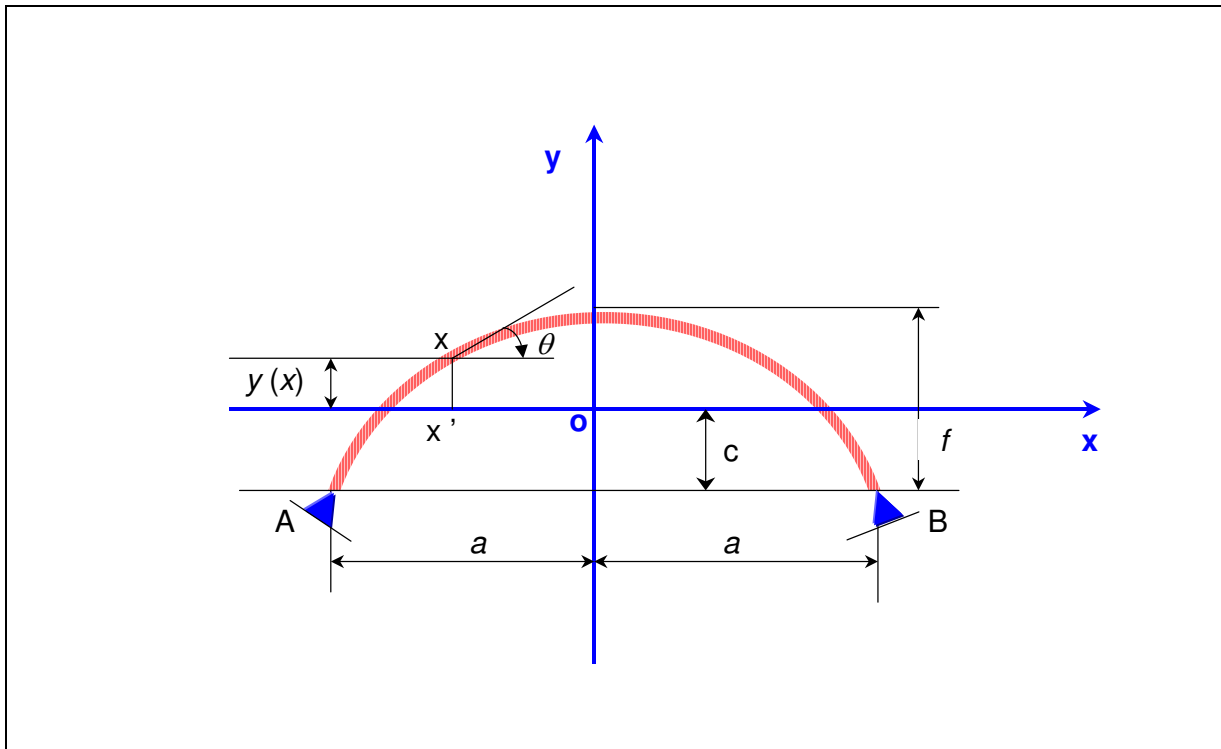


Figure 31. Arc métallique encastré symétrique soumis à des charges verticales, (Courbon et Theillout, 2005)

Soit :

- $S(x)$  et  $I(x)$  l'aire et le moment d'inertie *réduite* de la section X d'abscisse  $x$  de l'arc (les valeurs réduites sont les valeurs réelles multipliées par  $\cos \theta$ ),
- $\mu(x)$  le moment fléchissant produit par les charges appliquées à l'arc dans la poutre sur appuis simples AB de même portée que l'arc.

Les axes  $Oxy$  sont issus du centre élastique ;  $Oy$  est l'axe de symétrie de l'arc.

Si  $Y$  est l'ordonnée de la fibre moyenne comptée à partir de AB, la distance  $c$  du centre élastique à AB est :

$$c = \frac{\int_a^a \frac{Ydx}{I}}{\int_0^a \frac{dx}{I}} \quad (1)$$

Le moment fléchissant  $M(x)$ , l'effort normal  $N(x)$  et l'effort tranchant  $T(x)$  ont pour valeurs :

$$\begin{aligned} M(x) &= \mu(x) + \Gamma + Rx - Qy \\ N(x) &= \left( \frac{d\mu}{dx} + R \right) \sin \theta + Q \cos \theta \end{aligned} \quad (2)$$

$$T(x) = \left( \frac{d\mu}{dx} + R \right) \cos \theta + Q \sin \theta$$

Pour déterminer les inconnues  $\Gamma$ ,  $R$ ,  $Q$ , on calcule les constantes:

$$\begin{aligned} A &= \int_{-a}^a \frac{dx}{EI(x)} & B &= \int_{-a}^a \frac{x^2 dx}{EI(x)} & D &= \int_{-a}^a \frac{y^2(x) dx}{EI(x)} \\ d &= \int_{-a}^a \frac{dx}{ES(x)} & \gamma &= \frac{D}{D+d} \end{aligned} \quad (3)$$

$\Gamma$ ,  $R$ ,  $Q$  sont alors définis par les formules :

$$\Gamma = -\frac{1}{A} \int_{-a}^a \frac{\mu(x) dx}{EI(x)} \quad R = -\frac{1}{B} \int_{-a}^a \frac{\mu(x) dx}{EI(x)} \quad Q = \frac{\gamma}{D} \int_{-a}^a \frac{\mu(x) y(x) dx}{EI(x)} \quad (4)$$

Une délitation uniforme due à une élévation de température donne une poussée :

$$Q_\varepsilon = \gamma \frac{2\varepsilon a}{D} \quad (5)$$

Et des efforts :

$$M(x) = -Q_\varepsilon y(x) \quad N(x) = -Q_\varepsilon y(x) \quad T(x) = -Q_\varepsilon \sin \theta \quad (6)$$

Les lignes d'influence permettent d'analyser les contraintes induites à l'arc. La charge unité est appliquée à la section d'abscisse  $\alpha$ . Les ordonnées des lignes d'influence de  $\Gamma$ ,  $R$ ,  $Q$  sont données par :

$$\begin{aligned} \Gamma(\alpha) &= -\frac{1}{A} \int_{-a}^a \frac{\mu(\alpha, x) dx}{EI(x)} \\ R(\alpha) &= -\frac{1}{B} \int_{-a}^a \frac{\mu(\alpha, x) x dx}{EI(x)} \\ Q(\alpha) &= \frac{\gamma}{D} \int_{-a}^a \frac{\mu(\alpha, x) y(x) dx}{EI(x)} \end{aligned} \quad (7)$$

$\Gamma(\alpha)$  et  $Q(\alpha)$  sont de fonction impaire ;  $R(\alpha)$ , est une fonction impaire. Les ordonnées des lignes d'influence de  $M$ ,  $N$  et  $T$  dans la section  $X$  d'abscisse  $x$  sont donnée par :

$$M(\alpha, x) = \mu(\alpha, x) + \Gamma(\alpha) + R(\alpha)x - Q(\alpha)y(x)$$

$$\begin{aligned} N(\alpha, x) &= [\mu_x(\alpha, x) + R(\alpha)] \sin \theta + Q(\alpha) \cos \theta \\ T(\alpha, x) &= [\mu_x(\alpha, x) + R(\alpha)] \cos \theta - Q(\alpha) \sin \theta \end{aligned} \quad (8)$$

Avec ( $l=2a$ ) :

$$\begin{aligned} \mu(\alpha, x) &= \frac{\alpha(l-x)}{l} \quad \text{si } \alpha < x & \mu_x(\alpha, x) &= \frac{\delta \mu}{\delta x} = -\frac{\alpha}{l} \quad \text{si } \alpha < x \\ \mu(\alpha, x) &= \frac{\alpha(l-\alpha)}{l} \quad \text{si } \alpha > x & \mu_x(\alpha, x) &= \frac{\delta \mu}{\delta x} = 1 - \frac{\alpha}{l} \quad \text{si } \alpha > x \end{aligned}$$

La figure 32 montre les lignes d'influence résultant de l'application d'une charge unité sur l'arc, il donne d'abord les valeurs de  $\Gamma$ ,  $R$ ,  $Q$  puis les lignes d'influences de moment fléchissant  $M$ , l'effort normal  $N$  et l'effort tranchant  $Q$ .

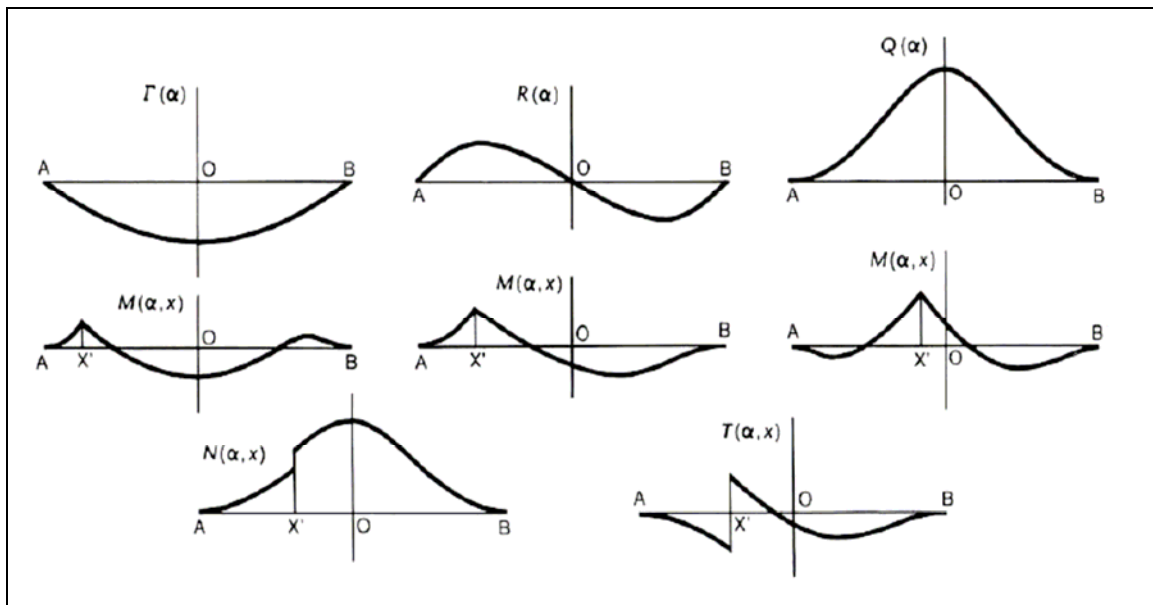


Figure 32. Lignes d'influences des contraintes ( $M$ ,  $N$ ,  $Q$ ) induites à l'arc

### 3.4 Critère de rupture de Mohr-Coulomb dans (UDEP)

Le critère de Mohr-Coulomb suppose que la rupture est contrôlée par les contraintes maximales de cisaillement, et que les contraintes maximales de cisaillement dépendent de contraintes normales (principales).

Grâce aux cercles de Mohr, il est possible de présenter ce **critère de rupture** en termes de contraintes principales (majeurs, mineurs). La ligne de rupture Mohr-Coulomb est bien celle qui est la meilleure droite tangentielle qui touche les cercles de Mohr, le critère de Mohr-Coulomb peut être écrit :

$$\tau = c - \sigma \tan \phi,$$

$\tau$  : les contraintes de cisaillement

$\sigma$  : les contraintes normales (négatif dans la compression)

$c$  : la cohésion du matériel

$\phi$  : le frottement du matériel

T : résistance à la traction

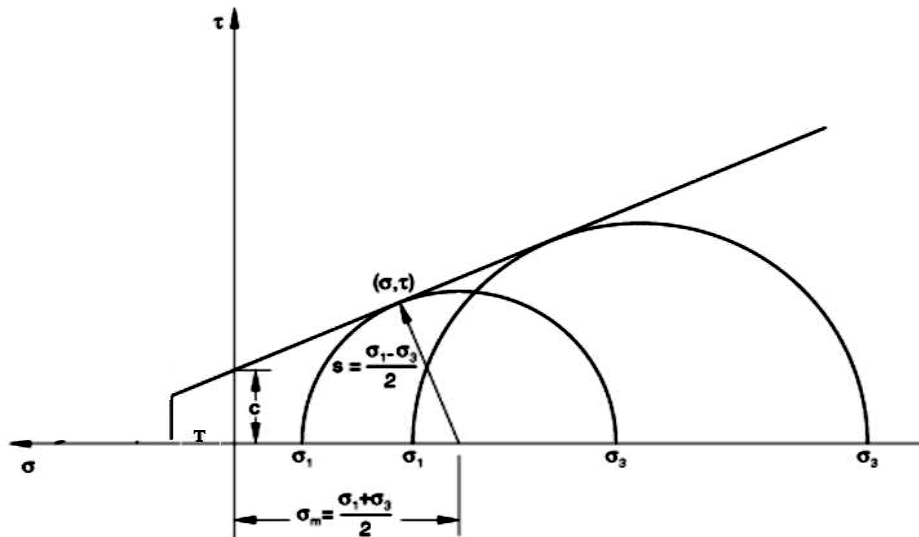


Figure 33. Critère de rupture de Mohr-Coulomb utilisé dans UDEC

des cercles du Mohr :

$$\tau = s \cos \phi,$$

$$\sigma = \sigma_m + s \sin \phi.$$

Remplaçant  $\tau$  et  $\sigma$ , le critère de Mohr-Coulomb peut-être récrit :

$$s + \sigma_m \sin \phi - c \cos \phi = 0,$$

$$s = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)$$

$S$  : est la moitié de la différence entre les contraintes principales (majeurs-mineurs).

$$\sigma_m = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)$$

$\sigma_m$  est la moyenne de contraintes principales ( $\sigma_1, \sigma_3$ ).

### 3.5 Lecteur de la Base de données

L'objectif de cette partie est d'expliquer comment on peut accéder à la base de données (Tunnels et Ouvrages Souterrains Accidents) et d'en exploiter les données.

La base de données entière se trouve sur le CD-ROM joint avec la mémoire de thèse. Sous un fichier électronique (e-Book Workshop) compatible avec toutes les versions Windows. Grâce à ce fichier la base de données s'ouvre comme un site-web ce qui facilite la navigation sur les différentes parties de la base de données et de se déplacer entre ses différents éléments.

Pour y accéder, il suffit de :

- I. Double cliques sur l'icône de la base de données par conséquent la page d'accueil s'ouvre (figure 34)

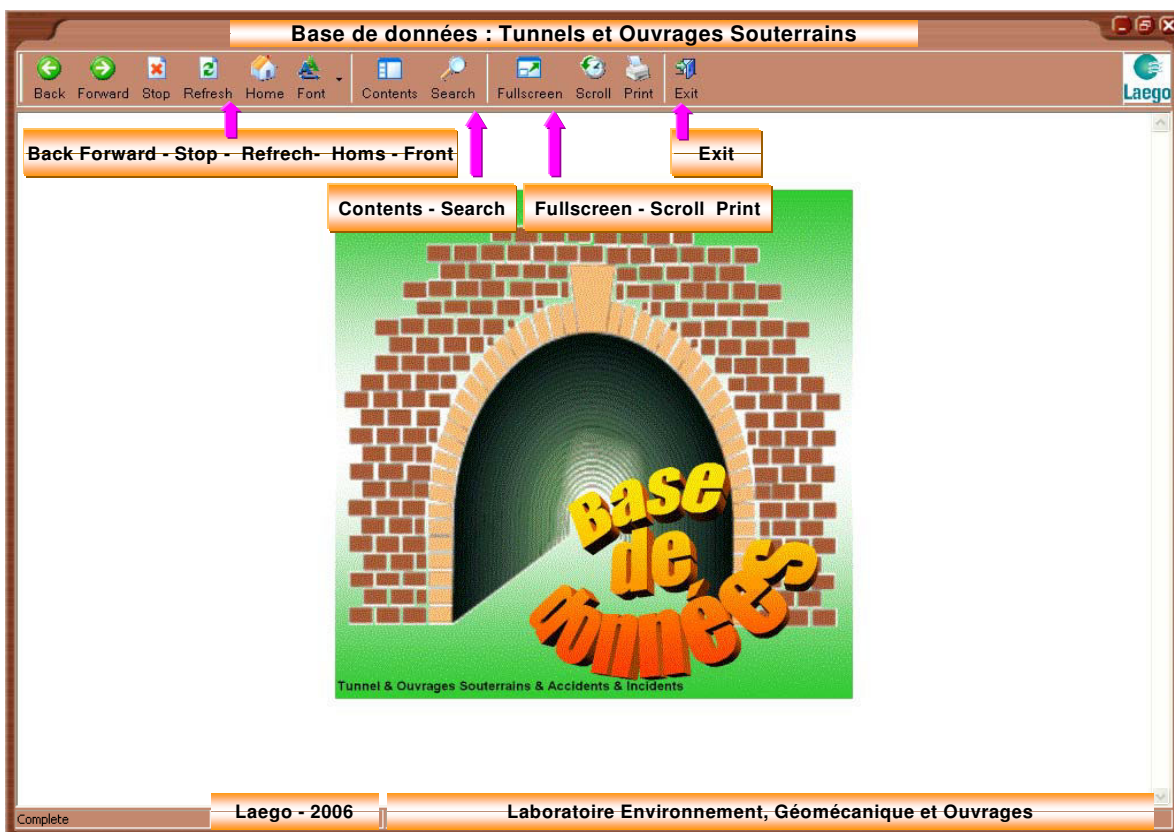


Figure 34. Page d'accueil

- II. Pour y entrer, il faut insérer le mot de passe, « idris », puis cliquer Ok (figure 35)

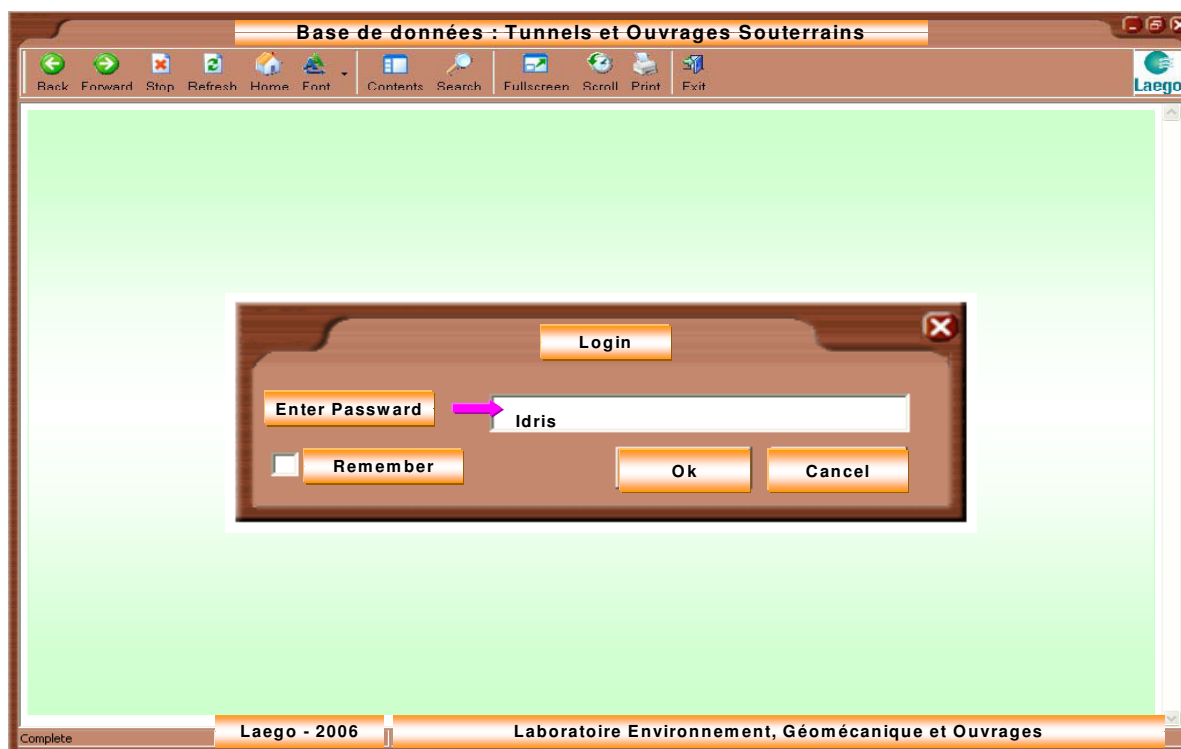


Figure 35. Fournire le mot de passe

- III. Une fois qu'on est entré dans la base de données, grâce à la barre d'outils dans la page d'accueil, on peut facilement naviguer dans la base de données
- IV. La figure 36 montre le contenu de la base de données, simplement pour accéder à un titre, il suffit de cliquer la dessous.



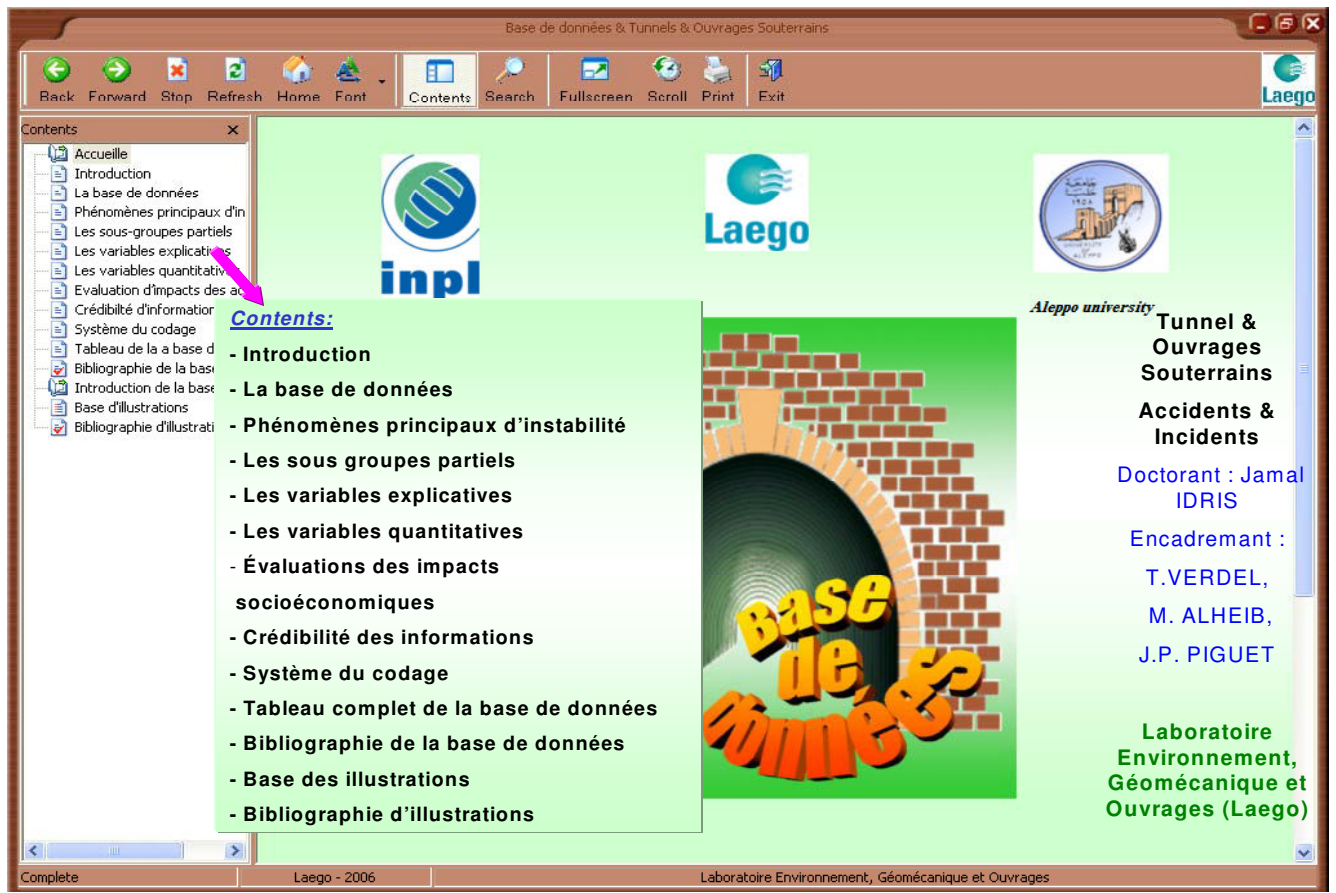


Figure 36. Contenu de la base de données

Dans la suite se trouvent quelques exemples de fenêtres qui exposent certaines parties principales de la base de données :

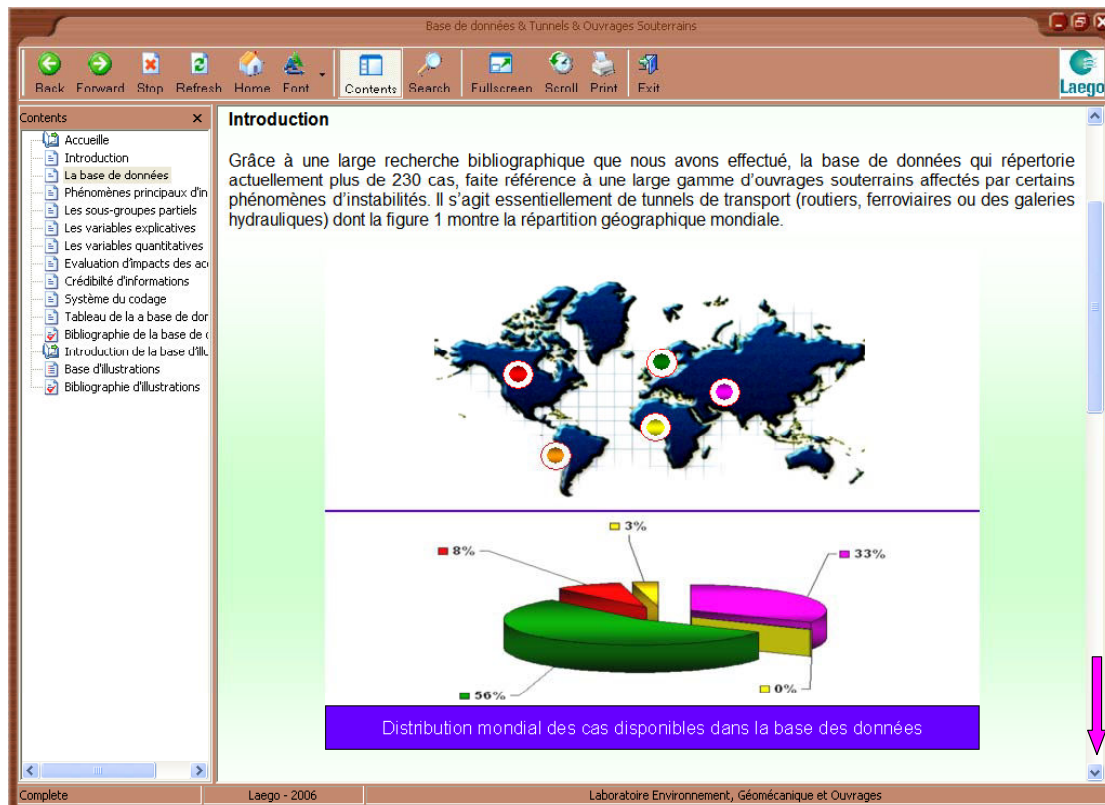


Figure 37. Présentation de données

**Système du codage**

Variable	Code	Modalités
<b>Phase</b>		
	0	Pendant
	1	Après
<b>Usage</b>		
	1	Hydraulique
	2	Ferroviaire
	3	Routier
<b>Phénomène</b>		
	1	Effondrement
	2	Désordres
	3	Inondation
	4	Convergence
	5	Tassement
<b>Cause</b>		
	1	Terrain déformable
	2	Terrain gonflant
	3	Terrain fluant
	4	Rencontre d'un terrain inattendu
	5	Creusement sous pente
	6	Rencontre de vieux ouvrages existants
	7	Fau souterraine en forte pression

Figure 38. Système de codage

Base de données & Tunnels & Ouvrages Souterrains

Back Forward Stop Refresh Home Font Contents Search Fullscreen Scroll Print Exit

Contents

- Accueille
- Introduction
- La base de données
- Phénomènes principaux d'in
- Les sous-groupes partiels
- Les variables explicatives
- Les variables quantitatives
- Evaluation d'impacts des oc
- Crédibilité d'informations
- Système du codage
- Tableau de la a base de données
- Bibliographie de la base de
- Introduction de la base d'ill.
- Base d'illustrations
- Bibliographie d'illustrations

Tableau de la base de données:

Tunnel	Pays	Phase	Usage	Phénomène	Cause	Origine de cause	Soutènement	Terrain
San Fernando	Etats unis	0	1	1	11	2	4	6
Daikai	Japon	1	2	1	14	5	4	5
Third Street	Etats unis	0	3	1	13	1	3	1
Tymfristos	Grèce	0	3	4	1	1	2	1
Patras-by pass I	Grèce	0	3	4	1	1	2	1
Patras-by pass II	Grèce	0	3	4	1	1	2	1
Korinth-kalamata	Grèce	0	3	4	1	1	2	1
South-Bierut	Liban	0	1	1	1	1	2	1
Päijaanne	Finlande	1	1	1	2	1	4	5
Vierzy	France	1	2	1	15	1	3	1
Tauern	Autriche	1	3	2	12	4	5	4
Kurthulagi	Turquie	0	1	1	1	1	2	5
Bolu	Turquie	0	3	4	14	5	2	4
Ayas	Turquie	0	3	4	14	5	2	4
Beykoz	Turquie	0	3	1	1	1	1	5
Rangandi	Inde	0	1	1	1	1	2	6
Dul Hatsi	Inde	0	1	1	7	3	2	6
Nathpa Jhakri	Inde	0	1	1	7	3	2	6
Uri Hydro Electric	Inde	0	1	2	1	1	1	5
Tailrace	Inde	0	1	2	1	1	1	5
Ichhari-chhibro	Inde	0	1	1	10	1	2	5
KhodriYamuna	Inde	0	1	1	10	1	2	5

Complete Laego - 2006 Laboratoire Environnement, Géomécanique et Ouvrages

Figure 39. Tableau de données

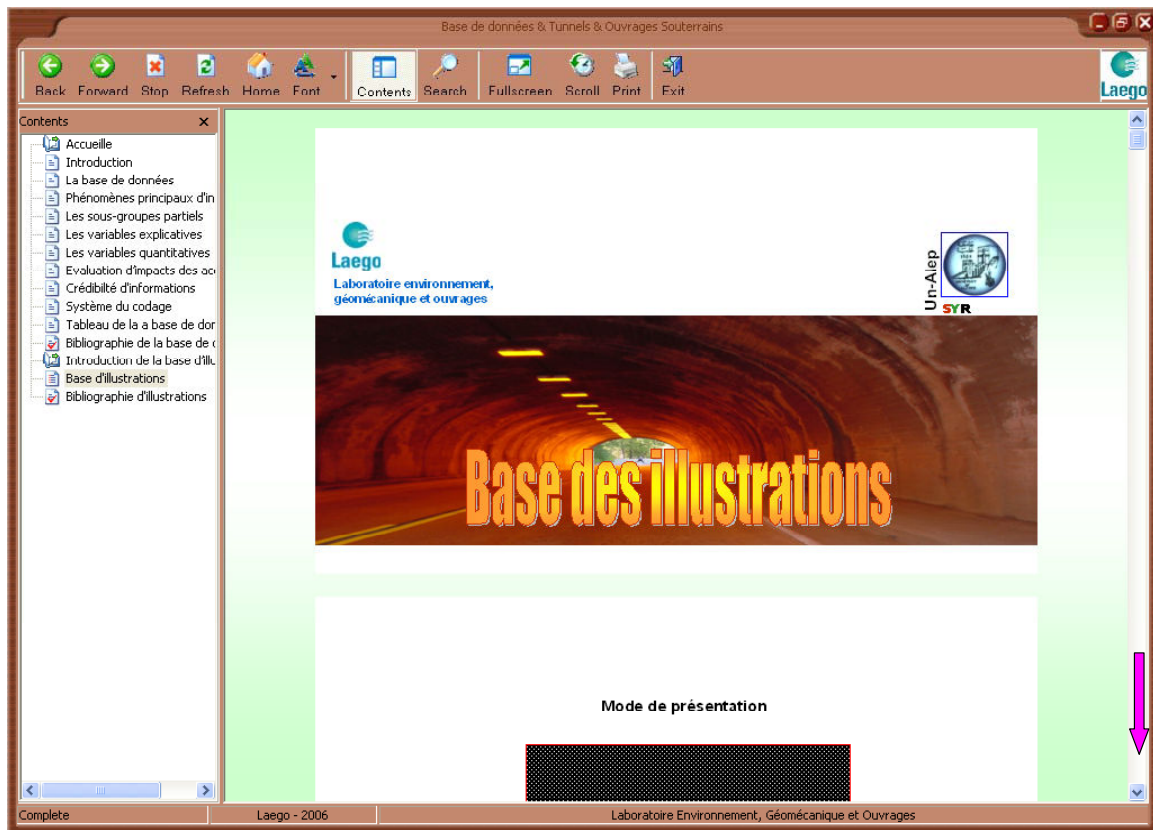


Figure 40. Base d'illustrations

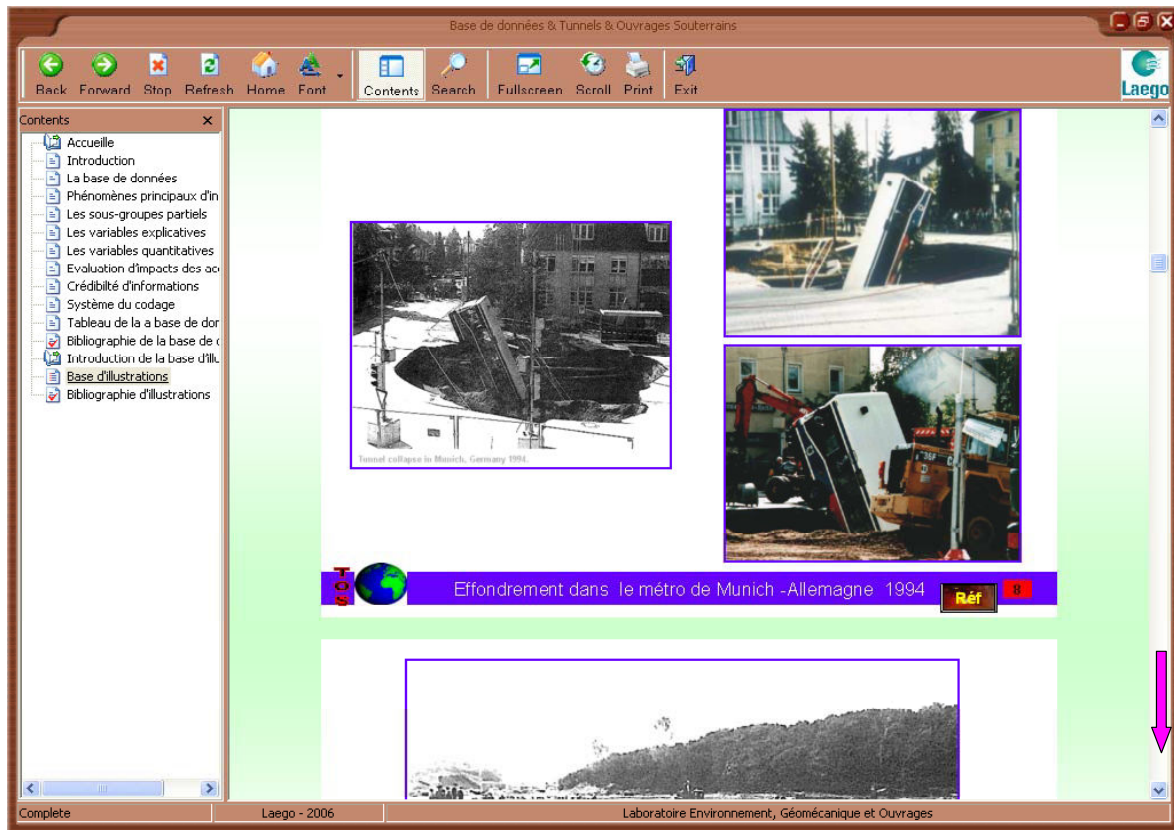


Figure 41. Exemple qui illustre un accident

## **Références bibliographiques d'annexes**

AFTES 1, Association Française des Travaux en Souterrain, 2003.

Caractérisation des massifs rocheux utile à l'étude et la réalisation des ouvrages souterrains, GT1, 88 pages.

AFTES 2, Association Française des Travaux en Souterrain, 2003.

Cicatrisation of rock masses useful for the design and the construction of underground constructions, Tunnel et ouvrages souterrains, No.177 pp.2-492.

AFTES 3, Association Française des Travaux en Souterrain, 2003.

Recommandations on choice of tunnel support. Working group No. 7, 12 pages.

ITA, International tunnelling association, 1988.

Guidelines for the design of tunnels, Tunnelling and Underground Space Technology, Vol.3, No.3, pp.237-249.

CETu 1, Centre d'Etude des Tunnels, 1998.

Dossier pilote des tunnels génie civil section 1-Introduction, Ministère de l'équipement, des transports se du logement direction des routes, I.S.B.N. 2-11-084743-3, 23 pages.

CETu 2, Centre d'Etude des Tunnels, 1998.

Dossier pilote des tunnels génie civil section 2- géologie - hydrogéologie - géotechnique, Ministère de l'équipement, des transports se du logement direction des routes, I.S.B.N. 2-11-084743-3, 45 pages.

CETu 4, Centre d'Etude des Tunnels, 1998.

Dossier pilote des tunnels génie civil section 4- procédés de creusement et de soutènement, Ministère de l'équipement, des transports se du logement direction des routes, I.S.B.N. 2-11-084743-3, 45 pages.

CETu 5, Centre d'Etude des Tunnels, 1998.

Dossier pilote des tunnels génie civil section 5- étanchement et revêtement, Ministère de l'équipement, des transports se du logement direction des routes, I.S.B.N. 2-11-0 84743-3, 23 pages.

Christe R., Grobrt D., Burrus F., 2001.

Aspects géotechniques liés au gonflement des marnes dans la galerie de reconnaissance du tunnel de Bure (A16, Jura, Suisse) Bull. Géol. appl. Vol. 6, No. 2, pp. 111-118.

Cundall, P. A., O. D. L. Strack., 1979.

A Discrete Numerical Model for Granular Assemblies, *Geotechnique*, 29, pp. 47-65.

Dudt J.P., 2005.

Decision Aids for Tunnelling,

École polytechnique fédérale de Lausanne, rapport, Laboratoire de Mécanique des roches, 9 pages.

Einstein H. H. 2004.

The Decision Aids for Tunnelling (DAT) – An Update,  
Transportation Research Record, No. 1892, pp. 199-207.

Eskesen S. D., Tengborg P., Kampmann J., Veicherts T. H., 2004.  
Guidelines for Tunnelling Risk Assessment, ITA-AITES, 22 pages.

Filliat, G., 1981.  
La pratique des sols et fondations, Chapitre 18 : Stabilité des cavités souterraines,  
Edition du Moniteur, Paris, pp.808-822.

Laouini, H 1993.  
Developement d'un système expert d'aide a la defintion d'un programme de reconnaissance  
pour les tunnels, thèse doctorat, INPL, pp 6-20.

Gesta 1 P., 1, 1994.  
Travaux souterrains, Article de technique de l'ingénieur. <http://www.techniques-ingenieur.fr/>,  
35 pages.

Gesta P., 2, 1994.  
Tunnelier, Article de technique de l'ingénieur. <http://www.techniques-ingenieur.fr/>, 20 pages.  
Grasso P., Chiriotti E. et Xu S., 2004.  
La maîtrise des risques, une approche indispensable dans le développement des études de  
tunnels en terrains difficiles.  
Revue française de géotechniques, No 109, pp. 3-21.

Grasso P., Mahtab A., Kalamaras G., Einstein H.H., 2002.  
On the development of a Risk Management Plan for Tunnelling.  
AITES-ITA DOWNUNDER 2002 - 28th ITA General Assembly and World Tunnel Congress  
Sydney, 5 pages.

Itasca, 2000.  
UDEEC Manual, Chapter 1, Introduction, Itasca Consulting Group, Inc. pp.1-18.

Raffard D., 2000.  
Modélisation de structures maçonnées par homogénéisation numériques non linéaire,  
applications aux ouvrages d'intérêt archéologique, thèse INPL, p 4-16.

Oggeri C., Ova G., 2004.  
Quality in tunnelling: ITA-AITES Working Group 16 Final reports,  
Tunnelling and Underground Space Technology, Vol 4, pp. 239–272.

Panet M., 1995.  
Le calcul des tunnels par la méthode convergence – confinement,  
Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, I.S.B.N 2-85978-230-3, pp. 3-21.

Panet M., 1998.  
Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement," Presses de l'Ecole Nationale  
des Ponts et Chaussées, Paris, France, I.S.B.N 2-85978-230-3, 177 pages.

Panet M., 2001.

Recommandations on the convergence-confinement method, Association Française des Travaux en Souterrain (AFTES), 11 pages.

Solem, 2005.

Construction des projets souterrains : <http://www.solem.ch>.

Tarkoy P.J., Byram J.E., 1991.

The advantages of tunnel boring: a qualitative and quantitative comparison of drill and blast and TBM excavation, *HONG KONG ENGINEER*, 7 pages.

Valsov S.N., Makoviski L.V., Merkin V.E., 2001.

Accidents in Transportations and Subway tunnels: Construction to Operation. Elex-KM, Moscow, Russia, 198 pages.

### **Bibliographie d'illustrations d'annexes**

[1]: Lousberg E. and Thimus J.F., 1985.

Mécanique des roches, Unité de génie civil, UCL, Louvain-la-Neuve, :

<http://www.solem.ch/Tunnel/didacticiel/bibliographie/bibli.html>

[2]: Gerhard Sauer Kurt Zeidler Vojtech Gall, Doorframe Slab Method, BarrelVault Method and Conventional NATM : <http://dr-sauer.com.cnchost.com/>

[3]: Drill and blast method: <http://www.ejc.sandvik.com>.

[4]: Perspectives d'avenir de tunneliers, Article : <http://www.ensmp.fr>.

[5]: Gesta P., 2, 1994.

Tunnelier, Article de technique de l'ingénieur. <http://www.techniques-ingenieur.fr/>, 20 pages.

[6]: TBM: Tunnel Boring Machine: <http://www.urbantransport-technology.com>.

[7] : CETu 4, Centre d'Etude des Tunnels, 1998.

Dossier pilote des tunnels génie civil section 4- procédés de creusement et de soutènement, Ministère de l'équipement, des transports se du logement direction des routes, I.S.B.N. 2-11-084743-3, pp 51-53.

[8]: Rock bolts : <http://www.steeledalescs.co.za/products.htm>.

[9]: Evert Hoek, 2005.

Rock Engineering, Chapter 6: The Rio Grande project - Argentina, A.A.Balkema Publishers, 10 pages: [www.roscience.com](http://www.roscience.com).

[10] : Tunnels supporting technologies : [www.roadtraffic-technology.com](http://www.roadtraffic-technology.com)

[11] : CETu 5, Centre d'Etude des Tunnels, 1998.

Dossier pilote des tunnels génie civil section 5-étanchement et revêtement, Ministère de l'équipement, des transports se du logement direction des routes, pp. 6-9.



---

**Liste de figures**


---

FIGURE 1. DISTRIBUTION DU NOMBRE D'ACCIDENTS GEOLOGIQUES D'UN SEGMENT EN TUNNEL DE 20KM DE LONG DEFINIE SELON LE MODELE DE POISSON .....	153
FIGURE 2. REPRESENTATION STATISTIQUE D'IMPACT EN TERMES DE TEMPS ET DE COUTS .....	154
FIGURE 3. EXEMPLE D'UN ARBRE DE DEFAILLANCE AVEC DES PROBABILITES EVALUEES .....	155
FIGURE 4. SCHEMA GENERAL DU SYSTEME DAT .....	157
FIGURE 5. EXEMPLE DES RESULTATS FOURNI PAR LE DAT .....	158
FIGURE 6. CLASSIFICATION GLOBALE DES TUNNELS .....	161
FIGURE 7. TUNNEL A FAIBLE PROFONDEUR .....	162
FIGURE 8. ETUDES PRÉLIMINAIRES DE LA FAISABILITÉ DE TUNNELS.....	162
FIGURE 9. ETAPES SUCCESSIVES DE L'ÉTUDE ET DE LA RÉALISATION DE TUNNELS.....	163
FIGURE 10. RRECONNAISSANCE GÉOTECHNIQUES NÉCESSAIRES POUR LA RÉALISATION D'UN PROJET SOUTERRAIN.....	168
FIGURE 11. METHODES DES CALCULS DES TUNNELS .....	172
FIGURE 12. DIFFERENTES TECHNIQUES DU CREUSEMENT.....	173
FIGURE 13. LES CYCLES SUCCESSIFS DU CREUSEMENT A L'EXPLOSIF .....	175
FIGURE 14. LA MACHINE D'ATTAQUE PONCTUELLE .....	176
FIGURE 15. BRAS A ATTAQUE RADIALE ET BRAS A ATTAQUE TRANSVERSALE.....	176
FIGURE 16. TUNNELIER : TBM (TUNNEL BORING MACHINE) .....	177
FIGURE 17. DESCRIPTION GENERALE D'UNE MACHINE DU CREUSEMENT EN SECTION PLEINE .....	177
FIGURE 18. BOULONS A ANCRAGE PONCTUEL ET DES BOULONS A ANCRAGE REPARTI.....	180
FIGURE 19. TYPES DE PROFIL DE CINTRES METALLIQUES .....	181
FIGURE 20. DEFERENTS TYPES DU SOUTENEMENT, REVETEMENT.....	183
FIGURE 21. PRINCIPAUX TECHNIQUES D'ETANCHEITE .....	184
FIGURE 22. PLAN FACTORIEL 1-2 (INSTABILITES X CAUSES).....	188
FIGURE 23. PLAN FACTORIEL 1-3 (INSTABILITES X CAUSES).....	189
FIGURE 24. PLAN FACTORIEL 1-2 (INSTABILITES X METHODE DE CONSTRUCTION).....	191
FIGURE 25. PLAN FACTORIEL 1-2 (INSTABILITES X SECTION DE L'OUVRAGE).....	192
FIGURE 26. PLAN FACTORIEL 1-1 (INSTABILITES X TOPOGRAPHIE) .....	194
FIGURE 27. PLAN FACTORIEL 1-2 (INSTABILITES X IMPACTS SOCIOECONOMIQUES).....	195
FIGURE 28. PLAN FACTORIEL 1-2 (INSTABILITES X SECTION DE L'OUVRAGE).....	197
FIGURE 29. PLAN FACTORIEL 1-2 (INSTABILITES X DIAMETRE DE L'OUVRAGE).....	198
FIGURE 30. DIFFERENTES PARTIES DE LA SECTION D'UN TUNNEL VOUTE .....	199
FIGURE 31. ARC METALLIQUE ENCASTRE SYMETRIQUE SOUMIS A DES CHARGES VERTICALES .....	200
FIGURE 32. LIGNES D'INFLUENCES DES CONTRAINTES (M, NET Q) INDUISENT A L'ARC .....	202
FIGURE 33. CRITERE DE RUPTURE DE MOHR-COULOMB UTILISE DANS UDEC.....	203
FIGURE 34. PAGE D'ACCUEILLE .....	204
FIGURE 35. FOURNIRE LE MOT DE PASSE .....	205
FIGURE 36. CONTENUE DE LA BASE DE DONNEES .....	206
FIGURE 37. PRESENTATION DE LA BASE DE DONNEES.....	207
FIGURE 38. SYSTEME DE CODAGE .....	207
FIGURE 39. TABLEAU DE LA BASE DE DONNEES .....	208
FIGURE 40. BASE D'ILLUSTRATIONS .....	208
FIGURE 41. EXEMPLE ILLUSTRER UN ACCIDENT .....	209



**Liste de tableaux**

---

TABLEAU 1. DIFFERENTS TYPES D'INSTABILITE LIES AUX CONDITIONS GEOTECHNIQUES, GEOLOGIQUES, HYDROLOGIQUES ET TECHNIQUES DES TUNNELS .....	151
TABLEAU 2. DIFFERENTS TYPES D'INSTABILITE LIES AUX CONDITIONS GEOTECHNIQUES, GEOLOGIQUES, HYDROLOGIQUES ET TECHNIQUES DES TUNNELS .....	152
TABLEAU 3. TABLEAU DE PONDERATION .....	156
TABLEAU 4. ESSAIS DE LABORATOIRE .....	164
TABLEAU 5. ESSAIS ET MESURES IN SITU .....	165
TABLEAU 6. RECONNAISSANCES PENDANT L'EXECUTION DES TRAVAUX DU TUNNEL .....	167
TABLEAU 7. COMPARAISON ENTRE LES DIFFERENTES TECHNIQUES DE CREUSEMENT DE TUNNELS .....	178

AUTORISATION DE SOUTENANCE DE THESE  
DU DOCTORAT DE L'INSTITUT NATIONAL  
POLYTECHNIQUE DE LORRAINE

o0o

VU LES RAPPORTS ETABLIS PAR :

**Monsieur Richard KASTNER, Professeur, LGCIE, INSA de Lyon, Villeurbanne**

**Monsieur Youssef DIAB, Professeur, DGU, Université de Marne la Vallée, Marne la Vallée**

Le Président de l'Institut National Polytechnique de Lorraine, autorise :

**Monsieur IDRIS Jamal**

à soutenir devant un jury de l'INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE LORRAINE, 2, AVENUE DE LA  
une thèse intitulée : FORET-DE-HAY

**"Accidents géotechniques des tunnels et des ouvrages souterrains - Méthodes  
analytiques pour le retour d'expérience et la modélisation numérique"**

BOITE POSTALE  
- 5 4 5 0  
VANDŒUVRE CEDEX

en vue de l'obtention du titre de :

DOCTEUR DE L'INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE LORRAINE

Spécialité : « Génie civil - Hydrosystèmes - Géotechnique »

Fait à Vandoeuvre, le 09 octobre 2007

Le Président de l'I.N.P.L.,

F. LAURENT

Pour le Président  
Le Vice-Président,

  
**Jacques JARAY**



## Accidents géotechniques des tunnels et des ouvrages souterrains - Méthodes Analytiques pour le retour d'expérience et la modélisation numérique

### **Résumé :**

Une recherche bibliographique a permis d'établir une base de données de cas d'accidents rencontrés dans les ouvrages souterrains à travers le monde. Ces cas, actuellement au nombre de 230, concernent les phases de construction et d'exploitation d'ouvrages, chaque cas étant caractérisé par plusieurs variables associées aux phénomènes d'instabilité et aux caractéristiques géométriques et géomécaniques de l'ouvrage. Les causes et les conséquences d'instabilités ont été également analysées dont celles liées au contexte géologique et en particulier aux caractéristiques géotechniques des terrains traversés. Cette base de données a permis d'effectuer plusieurs analyses sur les instabilités des ouvrages dont la plus importante est une analyse factorielle de correspondances qui a éclairé les liaisons entre les phénomènes d'instabilités et les différentes modalités de ses variables explicatives.

Cette étude propose deux modèles numériques représentatifs des tunnels maçonnés, appuyant sur la modélisation numérique et la technique des plans d'expériences elle porte également sur l'analyse du comportement mécanique de la structure du soutènement en maçonnerie et son évolution en fonction de temps où l'influence des certains paramètres mécaniques du soutènement en maçonnerie a été quantifiée et évaluée par différentes méthodes d'analyses dont l'analyse de la variance et la modélisation par régression multiple.

**Mots clés :** Base de données, risque, instabilité, tunnels, ouvrages souterrains, faible profondeur, maçonnerie, plan d'expérience et modélisation numérique.

## Tunnels and underground constructions geotechnical accidents – Analytical methods for experience feedback and numerical modelling

### **Abstract :**

A bibliographical search enabled us to establish a database of tunnels and underground constructions accidents in the world. This database contains currently 230 cases related to the two phases of construction and exploitation of underground constructions, each case was characterized by several variables associated to instability phenomena, to geometrical and geomechanical characteristics of the concerned underground construction.

The causes and the consequences of instabilities phenomena were also analysed especially those related to the particular geological context and the geotechnical characteristics of the surrounding ground. The established database enabled us to carry out several analyses on instabilities phenomena like as a factorial correspondence analysis, which aims to discover the relations between instabilities phenomena and their explanatory variables.

This study proposes two representative numerical models of vaulted tunnels supported by masonry structure. Biased on the numerical simulation and the experimental design technique, it also relates to the analysis of the mechanical behaviour of the masonry structure support and its evolution in the time, where the influence of certain mechanical parameters of masonry structure was quantified and evaluated by various analyses methods such as multivariate variance analysis and the linear modelling by multiple regression.

**Key words:** database, risks, instability, shallow tunnels, underground works, masonry, experimental design and numerical modelling.